

Periodical Part, Published Version

Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (Hg.)

Schriftenreihe Wasser- und Grundbau Heft 18

Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/105735>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (Hg.) (1967): Schriftenreihe Wasser- und Grundbau Heft 18. Berlin: Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, 18).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



**Mitteilungen der Forschungsanstalt
für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin**

Herausgegeben vom Direktor

Schriftenreihe

Wasser- und Grundbau

Heft 18



BERLIN 1967

0.11
6816

Bücher-Verzeichnis

M 6816

Mitteilungen der Forschungsanstalt
für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin
Herausgegeben vom Direktor
=====

Schriftenreihe
"WASSER- UND GRUNDBAU"

Heft 18

Berlin 1967

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU
KARLSRUHE
BUCHEREI

Redaktion
Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau
1017 Berlin, Alt-Stralau 44-45
Deutsche Demokratische Republik

Alle Rechte vorbehalten

(654)Ag 130/327/67 A

I n h a l t

✓ 1)	Plehm, H. Wolf, G.	Scherfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit eines verdichteten tonigen Erdstoffes	5 - 54
✓ 2)	Martin, H.	Zur Frage der Erosionsbeständigkeit von Dichtungserdstoffen	55 - 65
✓ 3)	Seiffert, H.	Die baugrundmechanischen Eigenschaften des Kola-Apatits und sein Verhalten als Schüttgut im Silo	67 - 90
✓ 4)	Rohde, U. Seiffert, H.	Untersuchungen über die Anwendung des Dehnungsmeßstreifen-Verfahrens bei der Lösung von Aufgaben des Grundbaues	91 - 123
	...	Inhalt der Hefte 1 - 17	125 - 129

7/ DK 624.131.439.5

: 624.131.443

: 624.131.12

Scherfestigkeit

: Durchlässigkeit

: Bindige Böden

Scherfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit
eines verdichteten tonigen Erdstoffes

Dipl.-Ing. Horst Plehm

Ing. Gerd Wolf

1. Wissenschaftliche und volkswirtschaftliche Aufgabenstellung

Im Bereich des Erdbaus hat sich in den letzten beiden Jahrzehnten auf internationaler Ebene immer mehr die Auffassung durchgesetzt, daß bei der Verwendung von Erdstoffen als Baumaterial der Verdichtung der Einbaumassen große Beachtung geschenkt werden muß. Besonders geschieht das aus dem Grunde, weil man die große Bedeutung der Verdichtung für die Verbesserung der physikalischen Eigenschaften von Erdstoffen erkannt hat. Andererseits werden durch intensive und überwachte Verdichtung Baukörper aus Erdstoff hergestellt, die weitgehend homogen sind.

Die Entwicklung der Verdichtungstechnik ist in der DDR in den letzten Jahren so verlaufen, daß leistungsfähige Verdichtungsgeräte überwiegend aus dem Ausland eingeführt wurden, während die Eigenproduktion nicht erheblich vorangetrieben wurde.

So sind also Voraussetzungen geschaffen worden, um bei großen Erdbauvorhaben nach neuen Erkenntnissen arbeiten zu können, ohne daß man jedoch bisher in den meisten Fällen die dadurch entstehenden erheblichen Vorteile ausgenutzt hätte.

In erster Linie ist zu beachten, daß eine Erhöhung der Verdichtungswirkung eine Vergrößerung des Scherwiderstandes mit sich bringen wird, besonders wenn es sich um bindiges oder überwiegend bindiges Erdreich handelt.

Die Abhängigkeit der Verdichtungswirkung (ausgedrückt durch die erzielte Rohdichte) vom Wassergehalt des Erdstoffs bei gleicher Verdichtungsenergie ist bekannt und wird allgemein in Form sogen. "Proctorkurven" (s.z.B. Bild 7) dargestellt. Die gleichzeitige Darstellung des Eindringungswiderstandes einer Nadel läßt bereits erkennen, daß auch Zusammenhänge zwischen Verdichtungsenergie, Wassergehalt und Festigkeitseigenschaften bestehen, die sich aus Scherwiderstand und Verformungswiderstand zusammensetzen. Man kann aber auf Grund einer solchen Darstellung keine Trennung beider Komponenten herbeiführen, deren Kenntnis letztlich gesondert für Standsicherheits- und Setzungsberechnungen notwendig ist.

Von besonderer Wichtigkeit für die Bemessung von Dämmen ist die Standsicherheitsberechnung, für deren Durchführung die Scher-

widerstandsbeiwerte aller der Materialien unerlässlich sind, aus denen die einzelnen Elemente des Dammes (z.B. Stützkörper, Dichtungselement, Entwässerungselement usw.) bestehen. Entscheidend sind dabei meist die Werte für den eingebauten bindigen Erdstoff.

Bisher sind noch keine systematischen Untersuchungen bekanntgeworden, aus denen die Abhängigkeit des Scherwiderstandsbeiwertes von der eingebrachten Verdichtungsenergie oder dem Einbauwassergehalt zu ersehen ist. So ist man z.Zt. noch gezwungen, verhältnismäßig ungünstige Werte in die Berechnungen der Stand-sicherheit von Erdbauwerken aus geschüttetem also gestörten Erdstoff hineinzunehmen und kann auch keine konkreten Angaben darüber machen, wie sich eine Veränderung der Verdichtungswirkung (sei es durch Benutzung anderer Geräte oder durch Änderung des Wassergehaltes) z.B. auf den Scherwiderstand auswirkt.

Um die Probleme des Scherwiderstandes etwas genauer zu erläutern, sei folgendes ausgeführt:

Die Scherfestigkeit wird so dargestellt:

$$\tau_s = \mu_s \cdot \sigma + c_s + c_k$$

worin μ_s = Reibungsbeiwert

σ = wirksame Korn- und zu-Korn-
pressung

c_s = Scherhaftfestigkeit

c_k = Haftfestigkeit aus Kapillar-
spannungen (scheinbare Kohäsion)

Es ist nun

$$c_s = c_0 + \kappa \cdot p_v$$

In dieser Formel bedeuten: c_0 = Verkittungshaftfestigkeit

κ = Beiwert der Vorlasthaftfestig-
keit

p_v = Vorbelastung

Beim Lösen und Einbauen bindigen Erdreichs wird die Verkittungshaftfestigkeit c_0 zerstört, so daß im Normalfall

$$\tau_s = \mu_s \cdot \sigma + \kappa \cdot p_v + c_k$$

verbleibt.

Der 1. Teil der Gleichung beinhaltet den Reibungsanteil entsprechend der wirksamen Korn- zu-Korn-Pressung σ , während der Kohäsionsanteil $\kappa \cdot p_v$ von der größten jemals aufgetragenen Vorbelastung p_v des Erdreiches abhängt, selbstverständlich ohne daß

später eine Störung des Gefüges eingetreten wäre. Dieser Wert $\kappa \cdot p_v$ ist also ein unveränderlicher Bestandteil der Scherfestigkeit, der dem Erdreich z.B. nach dem Einbau durch die Verdichtung aufgeprägt wird. Er ist unabhängig von der augenblicklich wirksamen Auflast, die natürlich kleiner sein muß als die Vorbelastung p_v und kann nicht durch Wasserzugabe aufgehoben werden, so daß es sich um eine echte Kohäsion handelt.

Da die Verdichtungsfähigkeit eines Erdmaterials entscheidend von seinem Einbauwassergehalt abhängt, muß dieser Parameter entsprechend berücksichtigt werden und in den Auswertungen erscheinen. Dann wird es auch möglich sein, die Brauchbarkeit eines bindigen Erdreichs in Abhängigkeit von seinem natürlichen Wassergehalt beurteilen zu können. Das ist ein für die Praxis äußerst wichtiger Faktor, wenn man bedenkt, daß der natürliche Wassergehalt der Erdstoffe bei der Gewinnung nur selten mit dem optimalen Wassergehalt übereinstimmt. Diese Tatsache ist bei den mitteleuropäischen Witterungsverhältnissen deshalb besonders wichtig, weil hier eine Lufttrocknung, und nur eine solche kommt bei den großen benötigten Materialmengen in Frage, praktisch unmöglich ist, wie Versuche ergeben haben.

Betrachtet man neben dem Scherwiderstand jetzt den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert, so ist einleuchtend, daß dieser Berechnungswert innerhalb des gleichen Materials sehr stark von der Rohdichte abhängen muß. Da diese aber mit der eingebrachten Verdichtungsenergie und damit letztlich auch mit dem Einbauwassergehalt zusammenhängt, können entsprechend variierte Versuche dazu führen, diese Zusammenhänge für eine wirtschaftlichere Bemessung von Dichtungselementen nutzbar zu machen.

Zur Zeit können die Einflüsse der Verdichtung sowie des Einbauwassergehaltes auf den k -Wert noch nicht bei der Bemessung der Dicke solcher Elemente berücksichtigt werden, weil hierfür die entsprechenden wissenschaftlichen Grundlagen fehlen.

Die Kenntnis der Zusammenhänge zwischen der Verdichtung bzw. dem Wassergehalt und dem Scherwiderstand und der Wasserdurchlässigkeit ist also zum augenblicklichen Zeitpunkt von größter Wichtigkeit, weil durch die Ausrüstung der Baubetriebe mit geeigneten Verdichtungsgeräten die technischen Möglichkeiten guter und gleichmäßiger Verdichtung gegeben sind und schon bei der Projektierung eine sparsamere Bemessung mit all ihren Vorteilen erfolgen kann.

2. Lösungsweg

Zur Erforschung des grundsätzlichen physikalischen Verhaltens von Erdstoffen ist es unbedingt erforderlich, eine genügend große Menge von Material vorzuhalten, das in seiner Zusammensetzung so weit wie irgend möglich homogen ist. Bei nichtbindigem Erdstoff bringt die gute Vermischung größerer Mengen keine besonderen Schwierigkeiten mit sich. Dagegen kann bindiger Erdstoff im natürlichen Zustand in größeren Mengen praktisch nicht so gemischt werden, daß man von einer Homogenität sprechen kann.

Um wirklich einwandfreie gleichartige Proben für die verschiedensten Versuche zu erhalten, wurde das Versuchsmaterial zunächst luftgetrocknet, dann gemahlen und anschließend das entstandene trockene Mehl in seiner Gesamtheit gut vermischt. Es wurde so sichergestellt, daß das Untersuchungsmaterial so weit wie irgend möglich einheitlich ist.

Zum Einbau in die Geräte, wozu auch die Proctorgeräte zählen, konnten nun Proben mit verschiedenem Wassergehalt hergestellt werden. Man konnte dem gewünschten Wassergehalt sehr nahe kommen, weil das Zumischen bestimmter Wassermengen zum trockenen Mehl keine Schwierigkeiten bereitet. Um die Anzahl der durchzuführenden Versuche auf ein zu bewältigendes Maß zu reduzieren, wurde von den Möglichkeiten der Verdichtung in der Praxis ausgegangen. Mit den vorhandenen Geräten ist es unter Berücksichtigung ökonomischer Belange kaum möglich, eine größere als der einfachen Proctordichte entsprechende Energie (6 kpcm.cm^{-3}) in das Erdreich einzubringen.

So wurde dieser Verdichtungsenergie in den Mittelpunkt der Untersuchungen gestellt, während die Wassergehalte in weiten Grenzen variiert wurden.

Die Wirkung der Verdichtung bei Anwendung größerer Verdichtungsenergien ($12; 27$ und 54 kpcm.cm^{-3}) wurde nur für den Bereich des jeweiligen optimalen Wassergehaltes untersucht.

Die Verdichtung des Probenmaterials erfolgte mit einem in der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (FAS) entwickelten automatischen Proctorgerät. Es wurde dadurch gewährleistet, daß auch die Verdichtung weitgehend gleichmäßig durchge-

führt wurde, weil die beim normalen, handbetriebenen Proctorge-
rät oft beobachteten subjektiven Einflüsse durch den Laboranten
bei diesem automatischen Gerät fortfallen. Die Konstruktion des
automatischen Proctorgehäuses gewährleistet eine genaue Überein-
stimmung der wirksamen Verdichtungsenergie mit der des genormten,
handbetriebenen Gerätes. Die mit verschiedenem Wassergehalt auf-
bereiteten bzw. mit verschiedenen Energien verdichteten Proben
wurden dann in die Prüfgeräte eingebaut.

Im einzelnen wurden Scherwiderstandsversuche, Wasserdurchlässig-
keitsversuche und Drucksetzungsversuche durchgeführt.

Die Ergebnisse der Versuche wurden von verschiedenen Gesichts-
punkten her ausgewertet. Im Vordergrund stand die Darstellung des
Scherwiderstandes in Abhängigkeit von der eingebrachten Verdich-
tungsenergie und vom Wassergehalt. Ferner stellt die Abhängigkeit
des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes vom Einbauwassergehalt und
von der Verdichtungsenergie eine wichtige Erkenntnis für Projek-
tierung und Bauausführung dar.

In abschließenden technisch-ökonomischen Betrachtungen werden
die Auswirkungen der Ergebnisse der Arbeit auf die Gestaltung der
Böschungsnägelung von Erdstaudämmen mit wasserseitiger Dichtungs-
schicht anhand von Beispielen gezeigt.

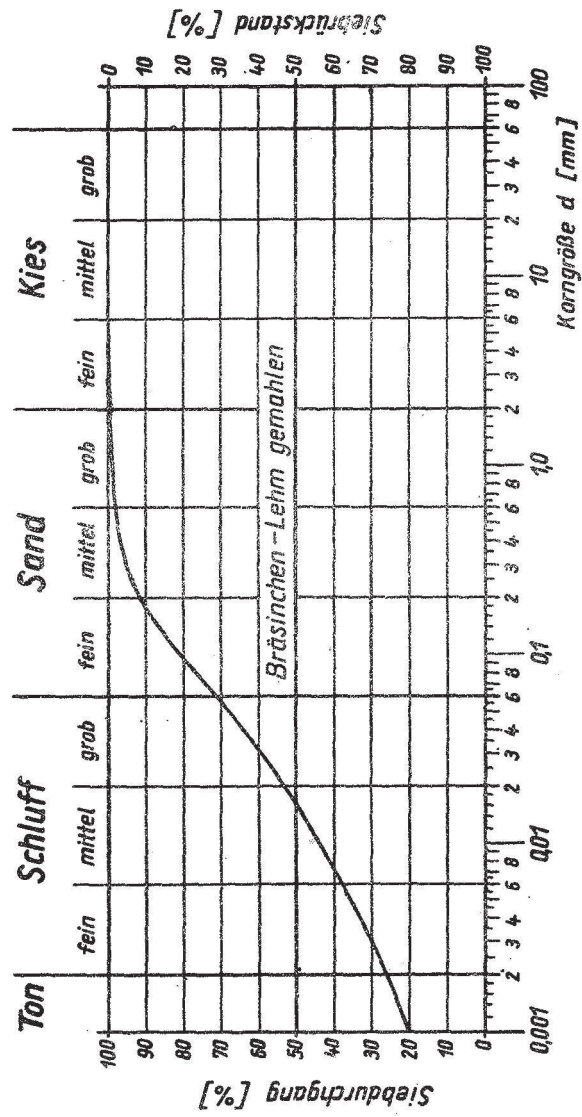
3. Arbeitsablauf

3.1 Beschreibung des Probenmaterials

Für die Untersuchungen wurde ein bindiger Erdstoff verwen-
det, dessen Typ häufig als Dichtungsmaterial im Wasserbau benutzt
wird. Nach seiner Fundstätte wird er als "Bräsinchen-Lehm" be-
zeichnet und stammt aus der Gegend links der Spree zwischen Sprem-
berg und Cottbus. Er ist kalkhaltig ($\approx 7\%$) und hat eine Reindichte
von $\rho_s = 2,65 \text{ [g.cm}^{-3}\text{]}$.

Nach einer röntgenografischen Untersuchung ergibt sich folgen-
de Mineralzusammensetzung:
Quarz ($\approx 37\%$) weiterhin Kaolinit, Glimmer, Montmorillonit, Calcit
und wenig Chlorit.

Bild 1 Kornverteilungskurve



Die Zusammensetzung nach Kornfraktionen ist in der Kornverteilungskurve (Bild 1) als Summenkurve dargestellt und stellt das Ergebnis zahlreicher Schlämm- und Siebanalysen dar. Der Bräsinchen-Lehm ist also ein toniger, sandiger Schluff, dessen Anteil an Tonteilchen ($<2\mu$) ungefähr 27 % beträgt.

3.2 Aufbereitung des Probenmaterials und sonstige Vorbereitungen

Um alle zur Untersuchung benötigten Proben aus möglichst gleichmäßigem Erdstoff zu erhalten, wurde der Lehm einer gründlichen Aufbereitung unterzogen.

Die gesamte Menge für alle vorgesehenen Versuche wurde zunächst luftgetrocknet. Von einer Trocknung bei höheren Temperaturen wurde Abstand genommen, um keine Veränderung im Verhalten der kolloidalen Teilchen hervorzurufen.

Das getrocknete Material wurde anschließend in einer Schlagkreuzmühle zu Mehl vermahlen.

Nach einer gründlichen Durchmischung der gesamten Materialmenge wurde das Lehm-Mehl in Säcke gefüllt.

Um die Gleichmäßigkeit des Probenmaterials zu prüfen, wurden die Wasserzahlen von Proben bestimmt, die aus den verschiedenen Säcken entnommen wurden.

Neben den Wasserzahlen der Atterberg'schen Konsistenzgrenzen w_A und w_P wurden auch die Wasserzahlen nach Ohde (Breiwasserzahl w_O und Einheitswasserzahl w_1) bestimmt.

In Bild 2 sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen dargestellt (Anm.: Die Einheitswasserzahlen w_1 sind jeweils doppelt ermittelt worden). Die festgestellte, allerdings nur geringe Streuung der Wasserzahlen muß nicht unbedingt ihren Grund in Unregelmäßigkeiten des Materials haben, sondern kann auch durch Versuchsfehler bedingt sein. Diese Streuungen der Wasserzahlen sind in Bild 3 nochmals dargestellt und zwar in Abhängigkeit von den berechneten Mittelwerten.

Gute Anhaltspunkte für die physikalischen Eigenschaften eines bindigen Erdstoffes geben die Werte der Wasseraufnahmefähigkeit, die sogen. Enslin-Werte. Es wurden mehrere Proben nach Neff untersucht. Die Absolutwerte liegen im Durchschnitt bei $w = 0,7$. Die geringe Streuung (s. Bild 4) deutet auf eine relativ gute Durchmischung des Grundmaterials hin.

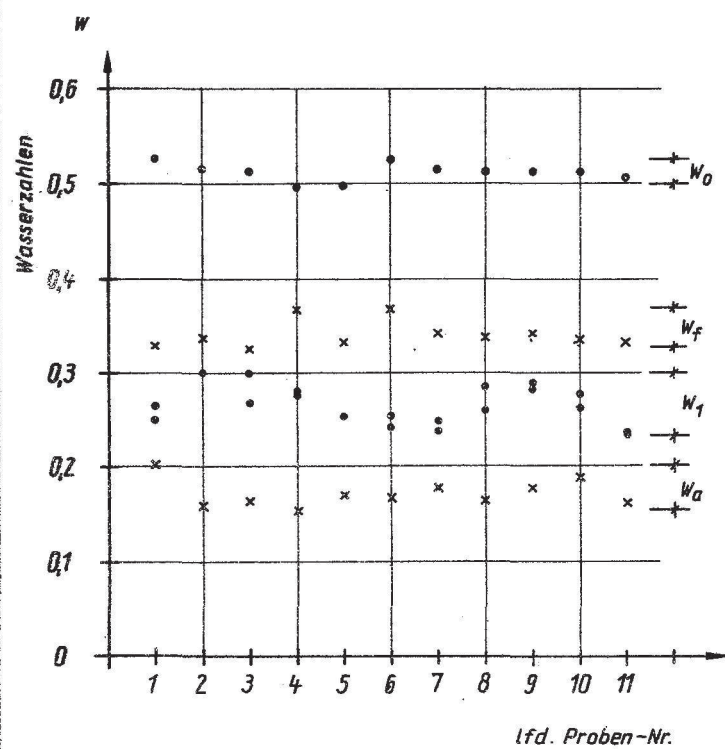


Bild 2 Vergleich der Wasserzahlen verschiedener Proben

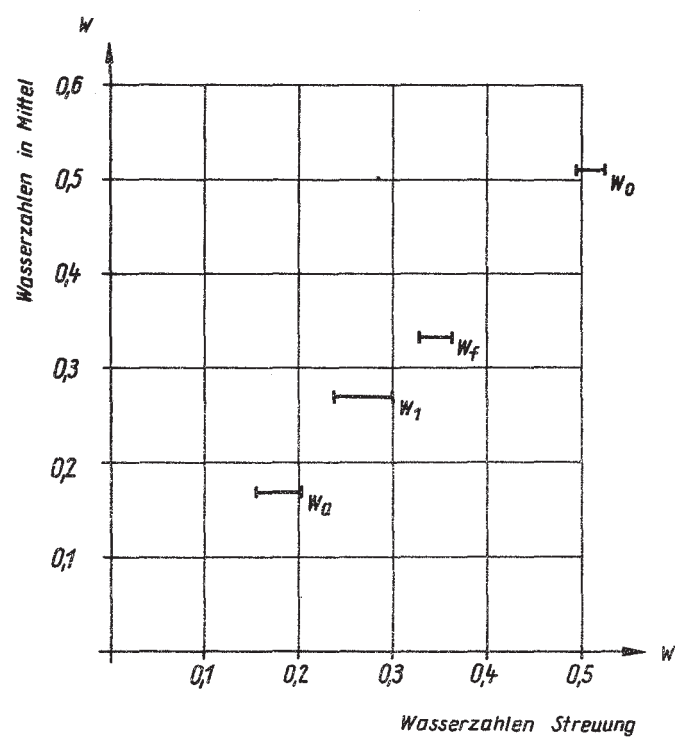


Bild 3 Darstellung der Streuung der Wasserzahlen in Abhängigkeit von den Mittelwerten

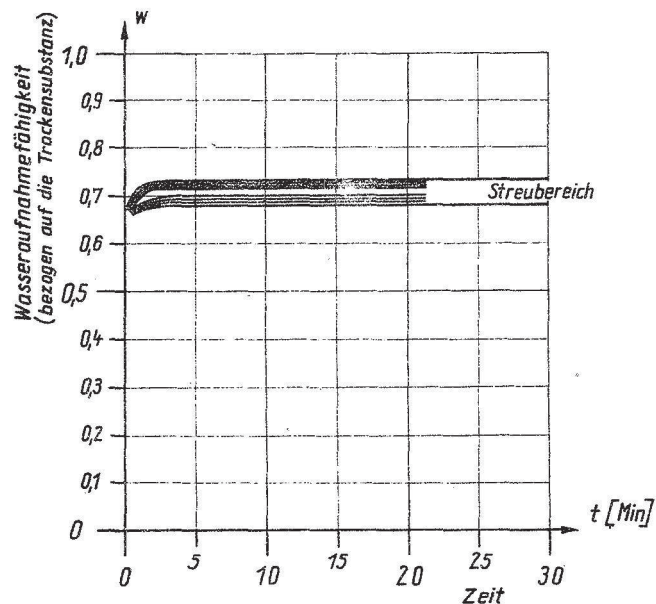


Bild 4 Ensilingversuche (nach Neff)

Im Verlauf der Untersuchungen war u.a. eine sehr große Anzahl von Wassergehaltsbestimmungen durchzuführen, wozu der Erdstoff getrocknet werden muß. Um die dafür unbedingt notwendige Zeit zu ermitteln, wurden Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 5 zu sehen sind. In Auswertung dieser Versuche ergibt sich für das Versuchsmaterial eine notwendige Trocknungszeit von 3 bis 4 Stunden. Diese Feststellung war von großer Wichtigkeit für den schnellen Fortgang der Arbeiten, denn nach TGL 11 462 Bl. 2 hätte das Material 8 bis 16 Stunden im Trockenschrank verbleiben müssen. Es wird darauf hingewiesen, daß durch diese Angaben die Gültigkeit der TGL in keiner Weise beeinträchtigt oder angezweifelt wird. Es wurde lediglich durch diese Versuche bewiesen, daß speziell für das untersuchte Material die Trocknungszeit geringer bemessen werden kann.

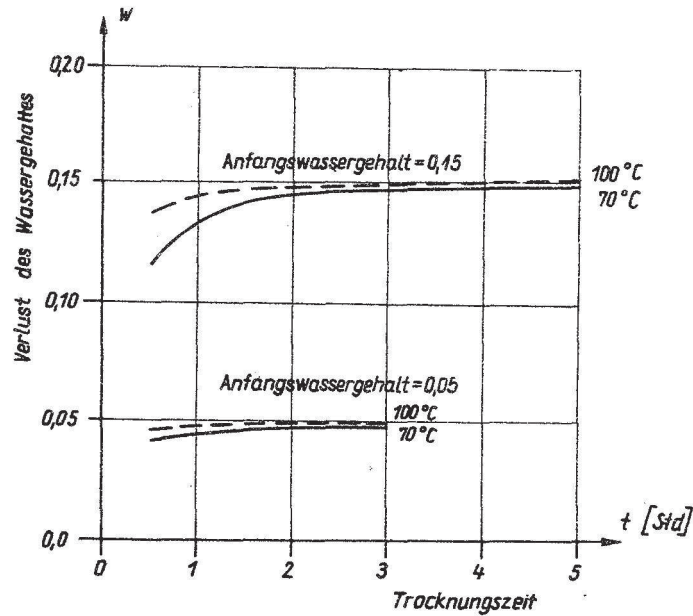


Bild 5 Ergebnisse von Trocknungsversuchen

3.3 Verdichtung des Probenmaterials

Sowohl für die Durchführung von Proctorversuchen zur Ermittlung der Trockenrohdichte und des Eindringwiderstandes als Funktion des Wassergehaltes als auch für die Verdichtung der Proben zum Einbau in die Schergeräte, in die Wasserdurchlässigkeits-töpfe und in die Ödometer wurde der Lehm in den für einfache bzw. verbesserte Proctordichte genormten Proctorgeräten verdichtet. Den Hauptanteil bilden Proben, die auf die sogen. "einfache Proctordichte" verdichtet wurden, d.h. auf die eine Verdichtungsenergie von 6 kpcm.cm^{-3} einwirkte.

Zur Erreichung der Verdichtungsenergie von 12 kpcm.cm^{-3} wurde das gleiche Geräte benutzt und die gleichen Einbauhöhen beibehalten, nur wurde die Anzahl der Schläge pro Schicht von 25 auf 50 erhöht. Die Verdichtungsenergie von 27 kpcm.cm^{-3} wurde mit dem "verbesserten Proctorgerät" erreicht, während zur Einbringung

der Verdichtungsenergie von 54 kpcm.cm^{-3} bei gleichem Gerät die Schlaganzahl von 25 auf 50 verdoppelt wurde.

3.4 Durchgeführte Versuche

Die mit einfacher Proctordichte (6 kpcm.cm^{-3}) bei verschiedenen Wassergehalten verdichteten Lehmproben wurden Wasserdurchlässigkeitsuntersuchungen unterzogen, ebenso wie Proben, die bei optimalem Wassergehalt mit $V_E = 12 \text{ kpcm.cm}^{-3}$, $V_E = 27 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ und $V_E = 54 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ verdichtet worden waren. Die Untersuchungen erfolgten bei einer Probendicke von 10 cm mit einem hydraulischen Gefälle von $i = 50$. Der Probendurchmesser betrug durchschnittlich 10,8 cm. Als Versuchsgefäße wurden die in der FAS üblichen Behälter benutzt, bei denen das Wasser von oben nach unten durch die Probe fließt. (Bild 6)

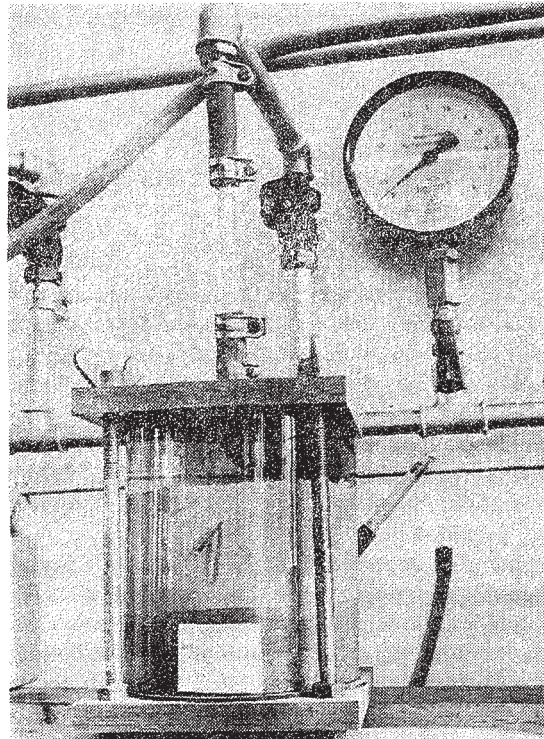


Bild 6

Die Scherfestigkeitsversuche fanden durchweg in Kreisringschergeräten mit 20 cm^2 Scherfläche statt. Teilweise wurde die Scherlast stufenweise aufgebracht, in der zweiten Hälfte der für die Untersuchungen zur Verfügung stehenden Zeit konnten die Scherwiderstandsversuche bei gleichbleibender Schergeschwindigkeit durchgeführt werden, wobei eine automatische Aufzeichnung der Scherkraft in Abhängigkeit vom Scherweg stattfand.

Grundsätzlich erfolgte eine Trennung der Versuche in 2 Arten. Um die Verhältnisse in der Natur nachzuahmen, wurden getrennte Versuchsreihen für Material durchgeführt, das unter Einwirkung von Kapillarspannungen steht und für solches, bei dem die Kapillarspannungen aufgehoben sind.

Im ersteren Fall wird im Versuchsgerät durch Verwendung feuchter Tücher ein gleichbleibender Wassergehalt erreicht, während für den 2. Fall die Probe unter Wasser gesetzt wird.

Bei der Standsicherheitsberechnung von Staudamm-Böschungen, werden die beiden Fälle "Bauzustand" und "Betriebszustand" untersucht. Beim Bauzustand ist man bestrebt, den Scherwiderstand unter Berücksichtigung der Kapillarspannungen einzusetzen. Im Betriebszustand erfolgt eine wenn auch geringe Durchströmung des Dammes, wodurch die Kapillarspannungen vollständig aufgehoben werden.

Aus den o. g. Gründen ist die Kenntnis der Auswirkungen der Kapillarspannungen auf den Scherwiderstandsbeiwert äußerst wichtig und wurde in der Auswertung diese Frage eingehend behandelt.

4. Ergebnisse der Arbeit und ihre Beurteilung

4.1 Trockenrohdichte und Eindringungswiderstand

Beide Untersuchungen wurden mit den in TGL 11 462 Bl. 9 genormten Geräten durchgeführt. Um die Verdichtungsarbeiten von 12 kpcm.cm^{-3} bzw. 54 kpcm.cm^{-3} zu erreichen, wurde jeweils die Schlagzahl verdoppelt.

Die Ergebnisse der Proctorversuche sind im unteren Teil des Bildes 7 als Funktion der Trockenrohdichte ρ_{tr} in Abhängigkeit vom Wassergehalt dargestellt.

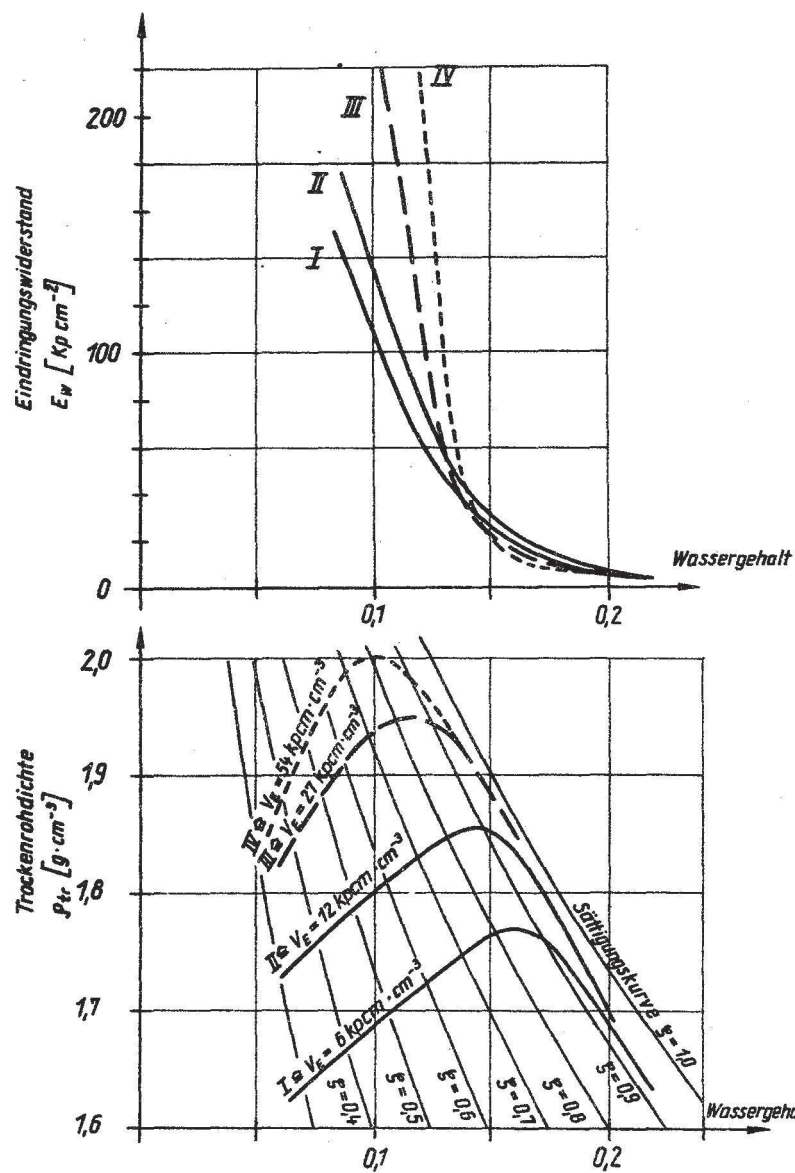


Bild 7 Kurven des Eindringungswiderstandes und der Trockenrohdichte (aus Verdichtungsversuchen mit dem Proctorgerät.)

Es sind die Kurven I, II, III und IV für die verschiedenen Verdichtungsenergien dargestellt. Weiterhin kann der Sättigungsgrad abgelesen werden. Der Verlauf der Kurven I bis IV war recht eindeutig feststellbar, wobei für III und IV größer werdende Steigungen der Kurven zu verzeichnen sind. Die optimalen Wassergehalte, d.h. die Scheitelpunkte der Kurven, rücken mit zunehmender Verdichtungsenergie nach links, also in den Bereich der geringeren Wassergehalte.

Die maximal zu erreichende Trockenrohdichte liegt für das untersuchte Material je nach Verdichtungsaufwand zwischen $\rho_{tr} = 1,77 \text{ [g.cm}^{-3}\text{]}$ und $\rho_{tr} = 2,0 \text{ [g.cm}^{-3}\text{]}$.

Als äußerst interessant sind die Versuchsergebnisse des Eindringungswiderstandes (Bild 7 oben) zu bezeichnen. Die Kurven I und II entsprechen in ihrem Verlauf den bisher bekannten Kurven des Eindringungswiderstandes, d.h. daß die Kurve II, die dem größeren V_E entspricht, auch oberhalb der Kurve I liegt.

Die Kurve III liegt im Bereich der niedrigen Wassergehalte höher als I und II, schneidet dann aber diese bei $w = 0,13$ bis $0,14$, um auch auslaufend unter diesen zu bleiben. Genau die gleiche Tendenz zeigt Kurve IV, die dann aber noch bei $w = 0,14$ bis $0,15$ die Kurve III schneidet.

Dieses Verhalten erscheint zunächst seltsam, doch kann man es in Verbindung mit den Proctorkurven recht plausibel erklären. Die Proctorkurven mit höheren V_E liegen bereits bei kleineren Wassergehalten näher der Sättigungskurve $\xi = 1,0$ als die Kurve I. Das heißt also, daß der Porenraum mehr mit Wasser gefüllt ist, als bei dem mit kleineren V_E verdichteten Material. Da der Eindringungswiderstand eines Stempels aber weitgehend vom Scherwiderstand des Erdreichs abhängt, wird im Falle größerer Wassersättigung ein Porenwasserüberdruck auftreten. Das hat eine Verminderung des Scherwiderstandes zur Folge, der sich in einem stark verminderten Eindringungswiderstand ausdrückt.

Das Bild 8a zeigt den Zusammenhang zwischen der aufgewandten Verdichtungsenergie und der aus der Auftragung in Bild 7 (unten) ermittelten optimalen Trockenrohdichte und läßt deutlich erkennen, bis zu welchem V_E noch ein vertretbarer Nutzeffekt erzielt werden kann. Diese Auftragung ist für die Praxis von außerordentlicher Bedeutung und sollte besonders dann angewandt werden, wenn Verdichtungsversuche ausgewertet werden müssen. In diesem Fall wird man auf die Abzisse statt V_E die Anzahl n der Übergänge des

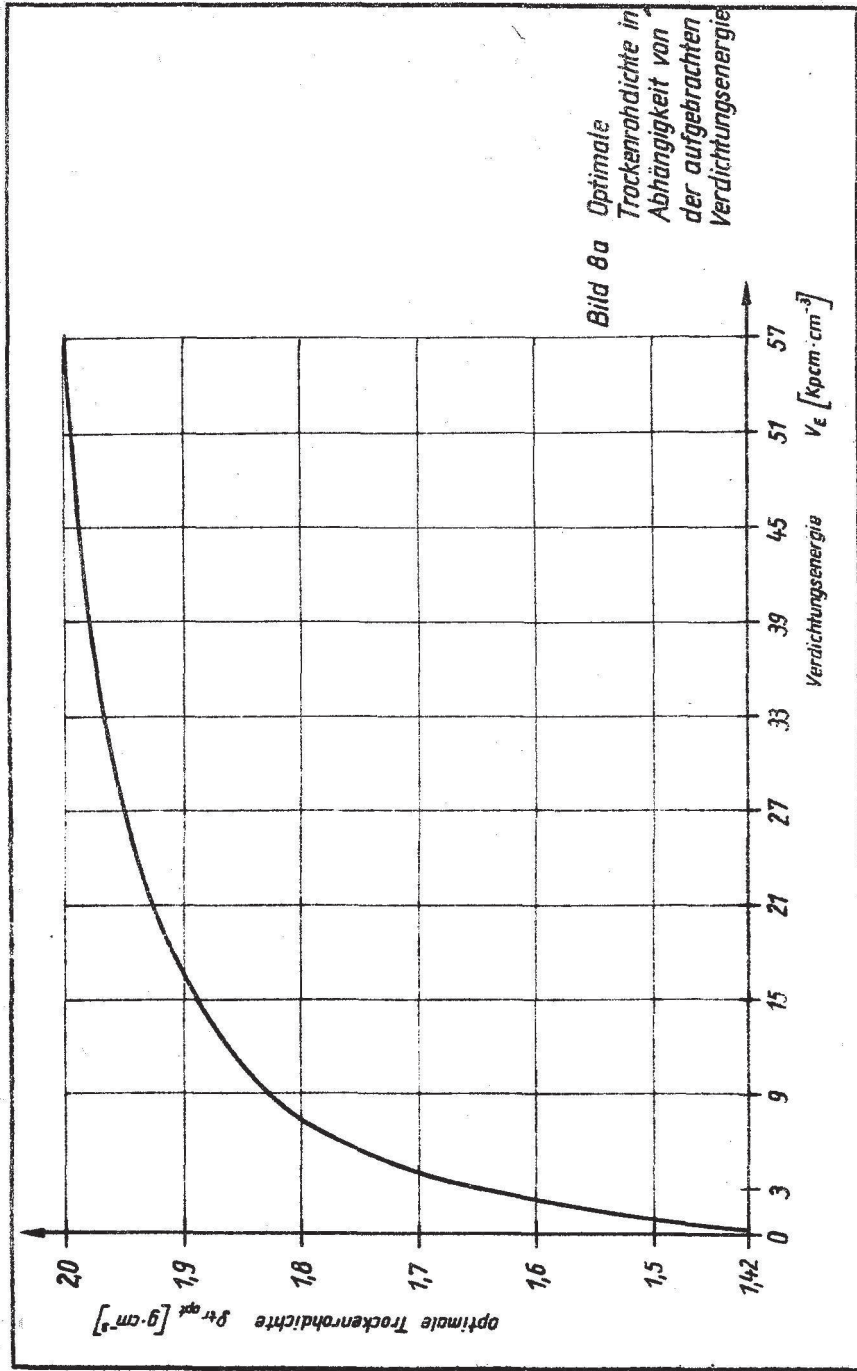


Bild 8a Optimale Trockenrohdichte in Abhängigkeit von der aufgetragenen Verdichtungsenergie

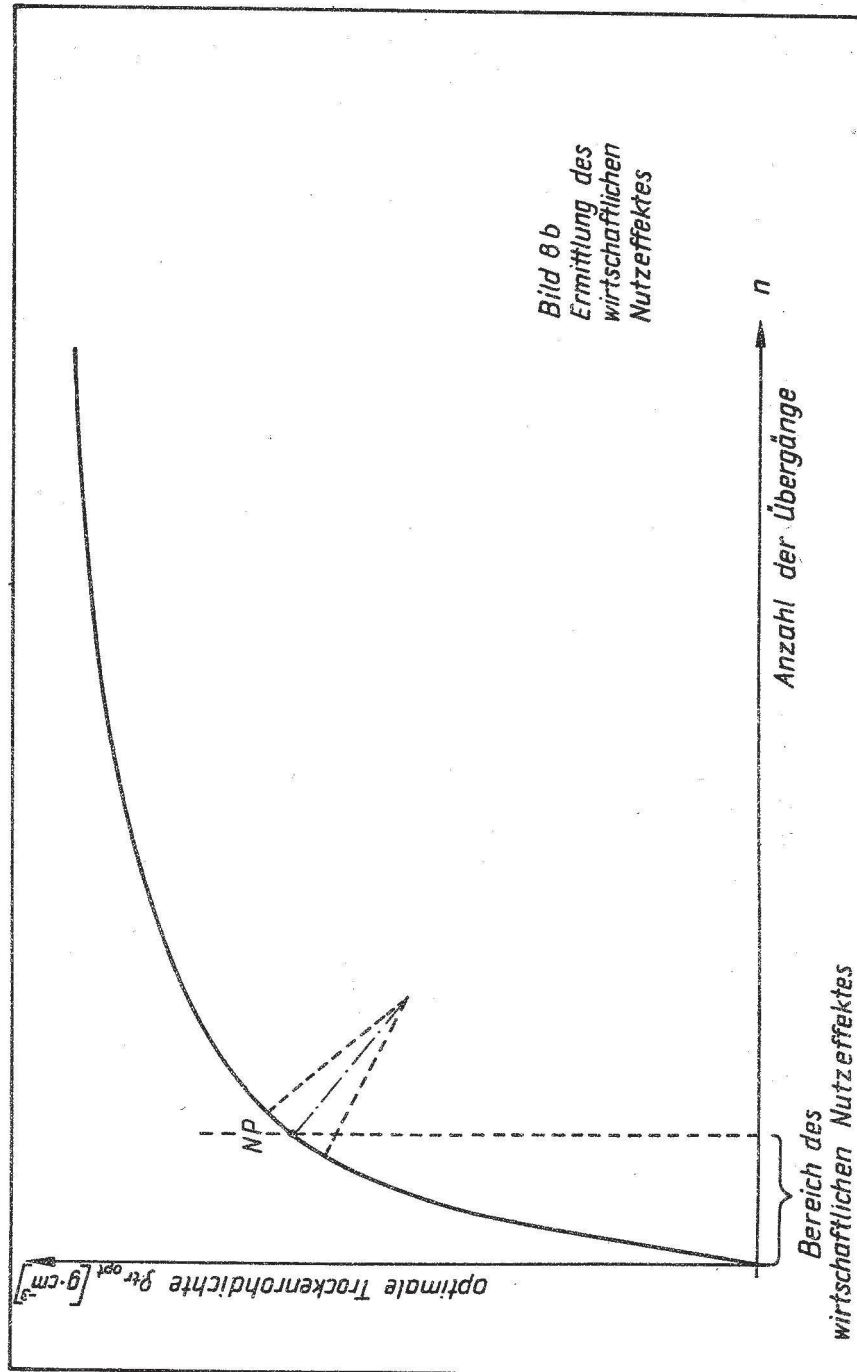


Bild 8b
Ermittlung des
wirtschaftlichen
Nutzeffektes

Verdichtungsgerätes auftragen (Bild 8b). Es ist dazu zu bemerken, daß man bei einem Erdstoff jeweils für ein bestimmtes Verdichtungsgerät und eine Einbauschichtdicke eine solche Kurve erhält. Der Bereich der größten Krümmung der Kurve gibt den Übergang zum flacher verlaufenden Teil an, in dem der Aufwand für die Erhöhung der Verdichtungsenergie nicht mehr dem erzielten Nutzen in Form größerer Trockenrohdichten entspricht.

Die Mitte dieses stark gekrümmten Bereiches wird als "Nutzeffekt-Punkt" (NP) bezeichnet. Die Senkrechte durch diesen Punkt teilt die Auftragungen in 2 Bereiche. Links dieser Trennungslinie befindet sich der "Bereich des wirtschaftlichen Nutzeffektes". Man wird also versuchen, bei der Festlegung der Anzahl der Übergänge innerhalb dieses Bereiches zu bleiben. Sollte man damit nicht die erstrebte Trockenrohdichte erreichen, so sind genaue Untersuchungen anzustellen ob man in den Bereich rechts der Trennungslinie gehen soll, oder aber ob man nicht besser zu wirkungsvolleren Verdichtungsgeräten greift bzw. durch Verringerung der Einbauschichtdicke ökonomischer zu größerer Trockenrohdichte kommt.

4.2 Wasserdurchlässigkeit

Die Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeitsuntersuchungen können als sehr aufschlußreich und von großer Bedeutung für die Praxis bezeichnet werden.

Betrachtet man zunächst Bild 9, so erkennt man recht eindeutig eine Abhängigkeit des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes k von der aufgebrauchten Verdichtungsenergie V_E . Die Kurve ist in halb-logarithmischem Maßstab aufgetragen, d.h. V_E ist linear, x bzw. k ist logarithmisch dargestellt.

Die Abnahme der Wasserdurchlässigkeit wird mit größer werdender Verdichtungsenergie immer geringer. Daraus muß man für die Anwendung in der Praxis schließen, daß bei den absolut gesehen recht geringen Durchlässigkeiten eine Erhöhung von V_E über 12 kpcm.cm^{-3} hinaus aus Gründen einer besseren Abdichtungswirkung nicht empfehlenswert ist.

So ist z.B. bei der Verdoppelung von V_E auf 12 kpcm.cm^{-3} eine Abminderung des Wertes k auf ein Drittel zu verzeichnen, während beim Übergang von 12 auf 27 kpcm.cm^{-3} der Durchlässigkeitsbeiwert k nur noch auf $2/3$ sinkt. Bei weiterer Erhöhung von V_E ist dann entsprechend der Kurve in Bild 9 der Abfall noch geringer.

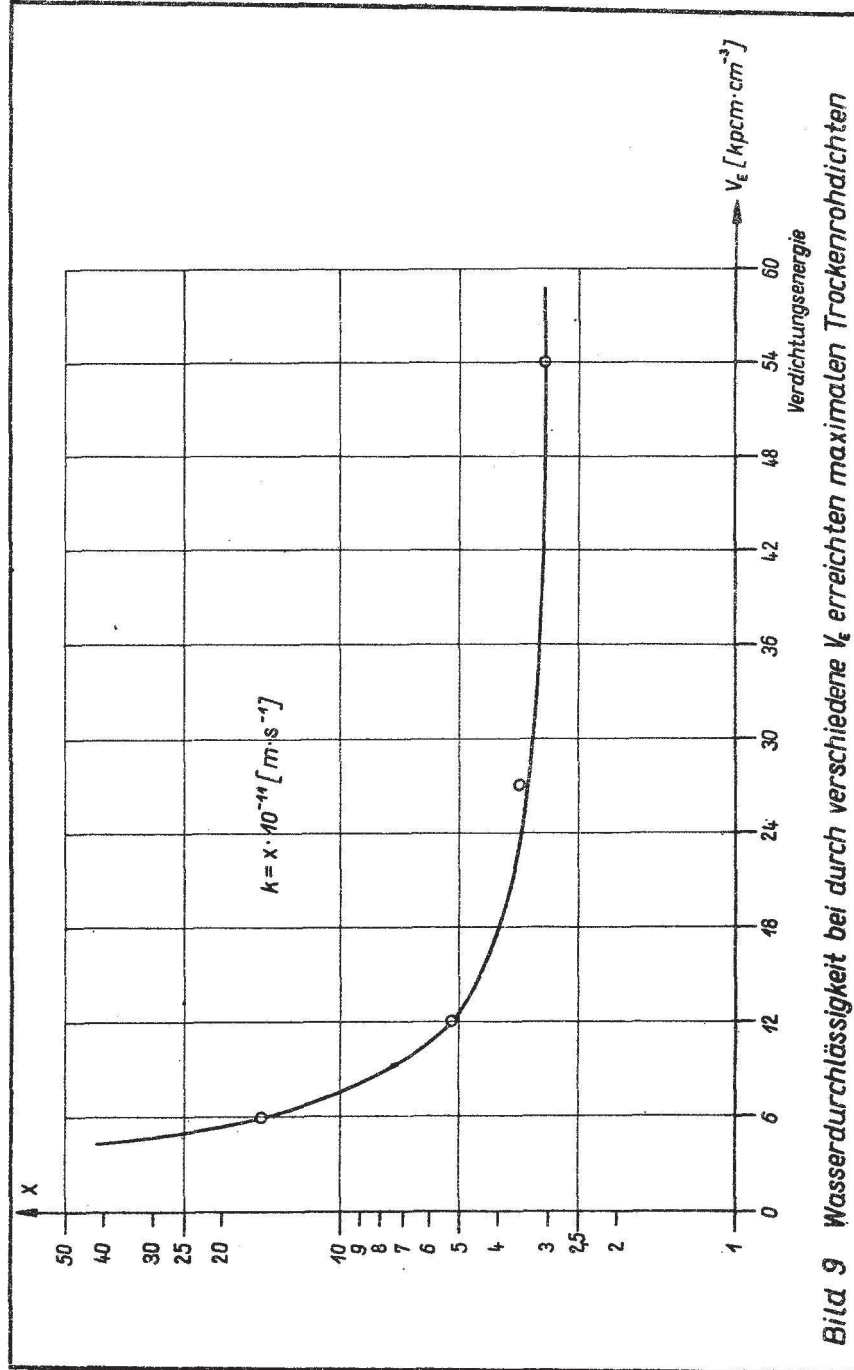
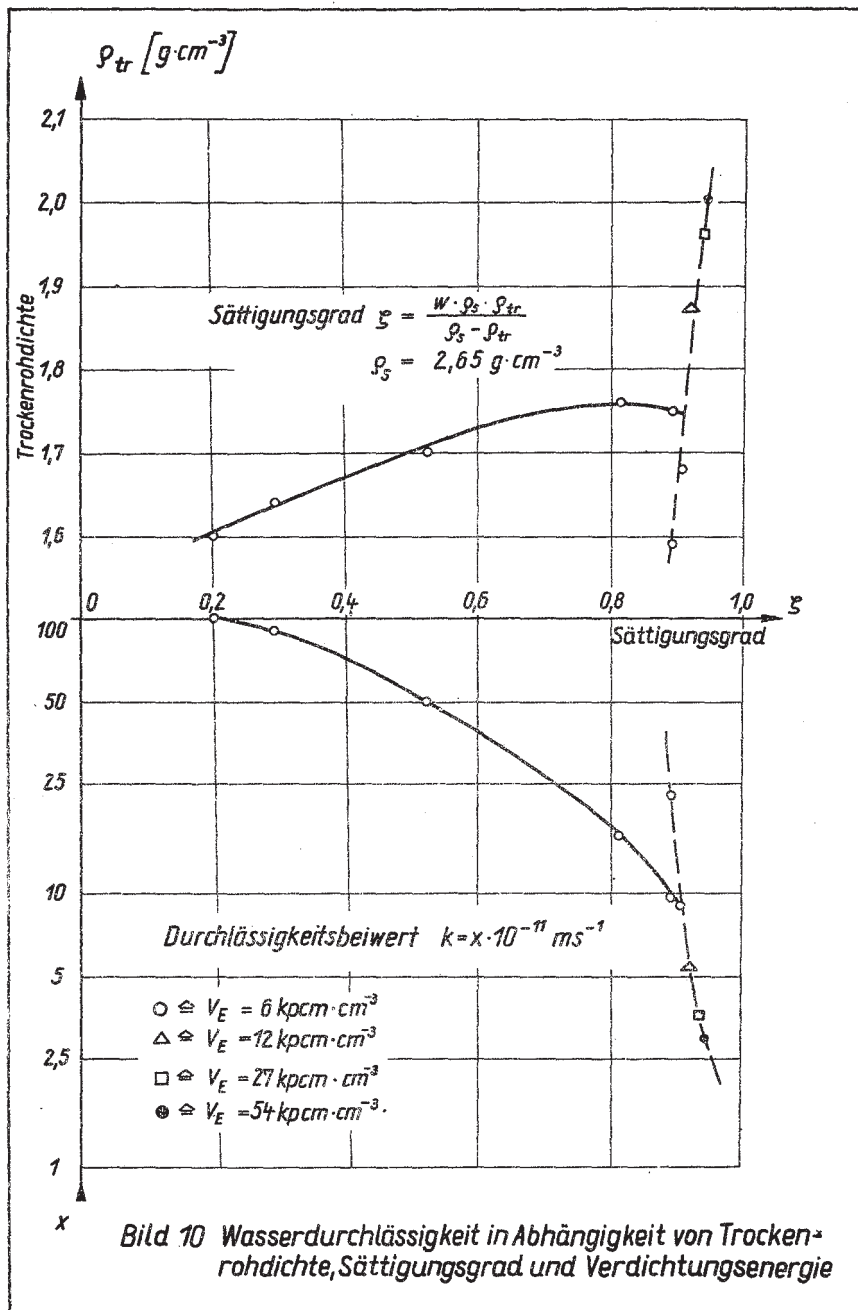


Bild 9 Wasserdurchlässigkeit bei durch verschiedene V_e erreichten maximalen Trockenrohrdichten



Von ähnlich großer Bedeutung für die Baupraxis ist die Auswertung der Durchlässigkeitsversuche, wenn man den Einfluß des Einbauwassergehaltes auf den k-Wert betrachtet.

Die Darstellung der Abhängigkeit der k-Werte direkt über der Proctorkurve ist nicht geeignet, weil sie unklar und nicht eindeutig ist.

Die vorliegende Darstellung in Bild 10 ist in Verbindung mit der Auftragung der Proctorkurve in Bild 7 zu benutzen. Sie ist eine Auftragung des Durchlässigkeitsbeiwertes k in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte ρ_{tr} und dem Sättigungsgrad ζ . Der voll ausgezogene Linienzug kennzeichnet die Werte für $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ für verschiedene Wassergehalte, während für die höheren Verdichtungsenergien nur beim jeweiligen optimalen Wassergehalt geprüft wurde; diese Punkte sind durch Beschriftung besonders gekennzeichnet.

Bei Benutzung der Grafik ist wie folgt zu verfahren: Man geht zunächst in die Darstellung Bild 7 und sucht für den infrage kommenden Wassergehalt den Schnittpunkt mit der Kurve I und liest Trockenrohdichte ρ_{tr} und Sättigungsgrad ζ ab. Mit ρ_{tr} und ζ wird in Bild 10 oben der entsprechende Punkt der ausgezogenen Kurve gesucht und von diesem geht man senkrecht nach unten, um dort im Schnittpunkt mit der ausgezogenen Kurve den k-Wert abzulesen. Für die größeren V_E -Werte können die k-Werte beim optimalen Wassergehalt direkt abgelesen werden.

Aus dieser grafischen Darstellung ist die einwandfreie Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes k von Verdichtungsenergie und Wassergehalt klar zu ersehen. Es wird damit die schon oft ange-deutete Erscheinung bestätigt, daß der minimale Durchlässigkeitsbeiwert bei Einbauwassergehalten erzielt wird, die etwas über dem optimalen Wassergehalt liegen.

Um einen Vergleich der k-Werte bei verschiedenen Einbaumethoden anstellen zu können, wurde frisch sedimentierter Bräsinchen-Lehm in unverdichtetem Zustand in das Wasserdurchlässigkeitsgerät eingebaut. Für steigendes hydraulisches Gefälle i wurden die Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt. Die Ergebnisse dieser Prüfung sind auf Bild 11a zu ersehen.

Zunächst ist festzustellen, daß die absoluten Größen der k-Werte bis zu 5 Zehnerpotenzen über denen von verdichtetem Lehm liegen (s. Bild 9). Andererseits ist eine geringe Abnahme des k-Wertes mit steigendem hydraulischen Gefälle zu bemerken. Diese Er-

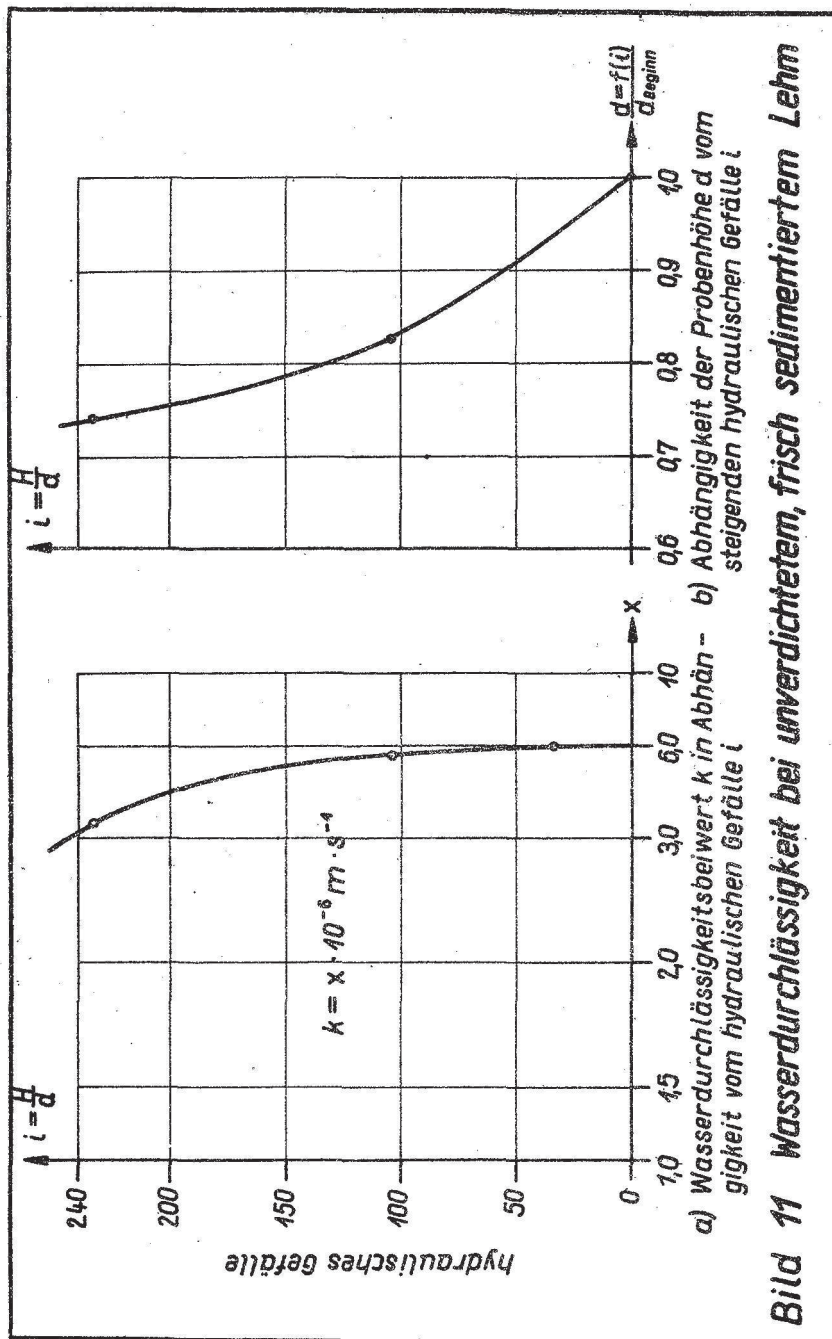


Bild 11 Wasserdurchlässigkeit bei unverdichtetem, frisch sedimentiertem Lehm

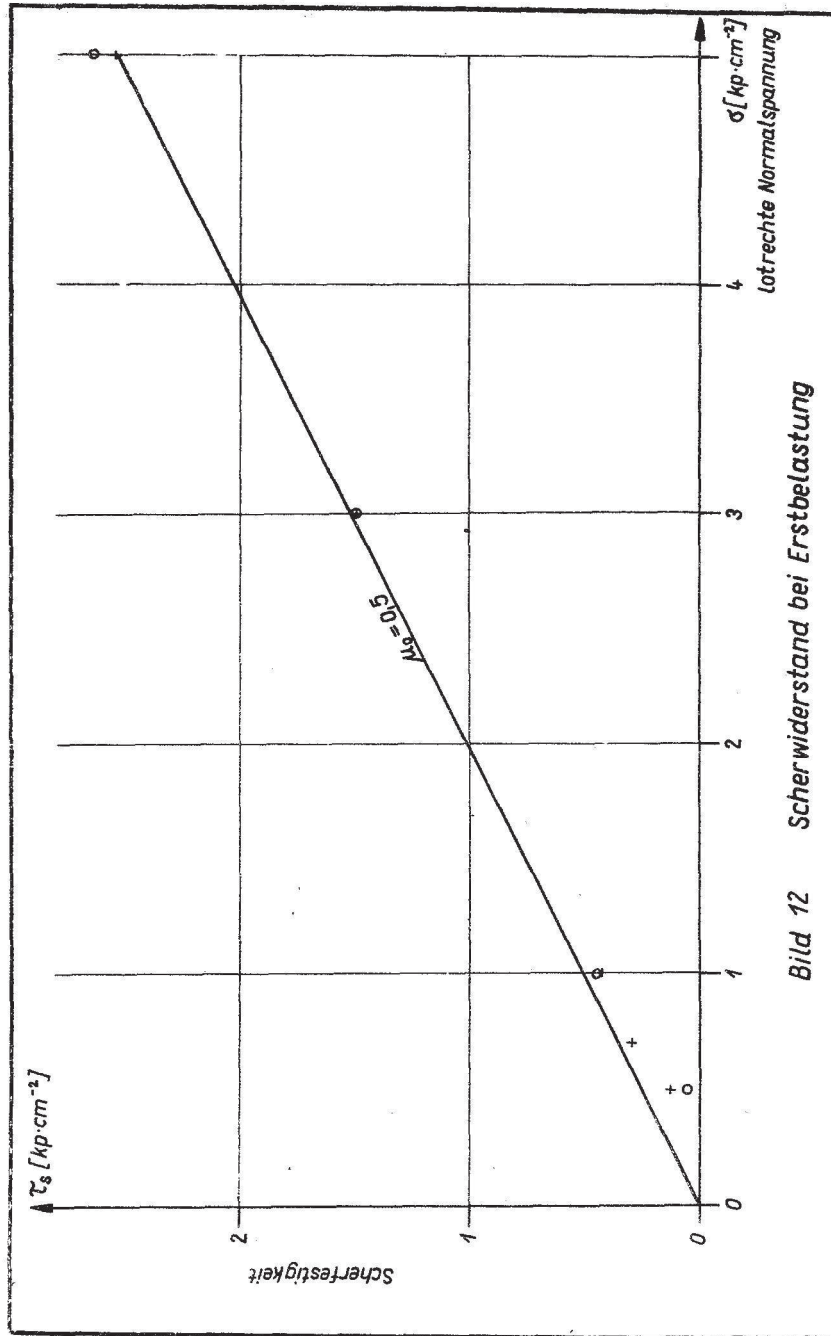
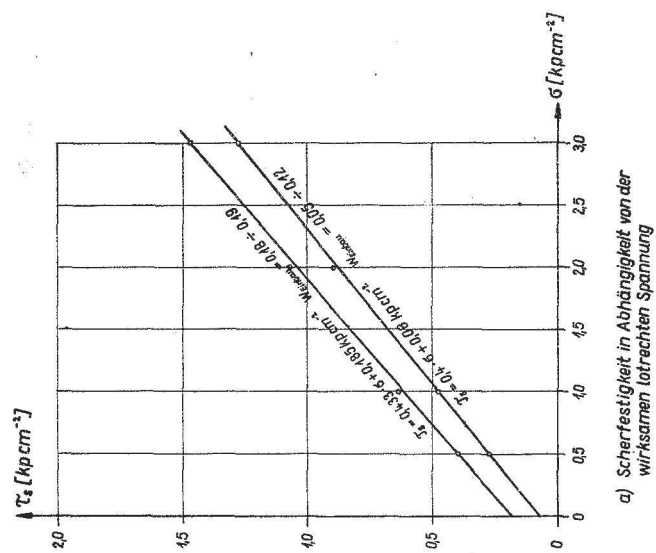
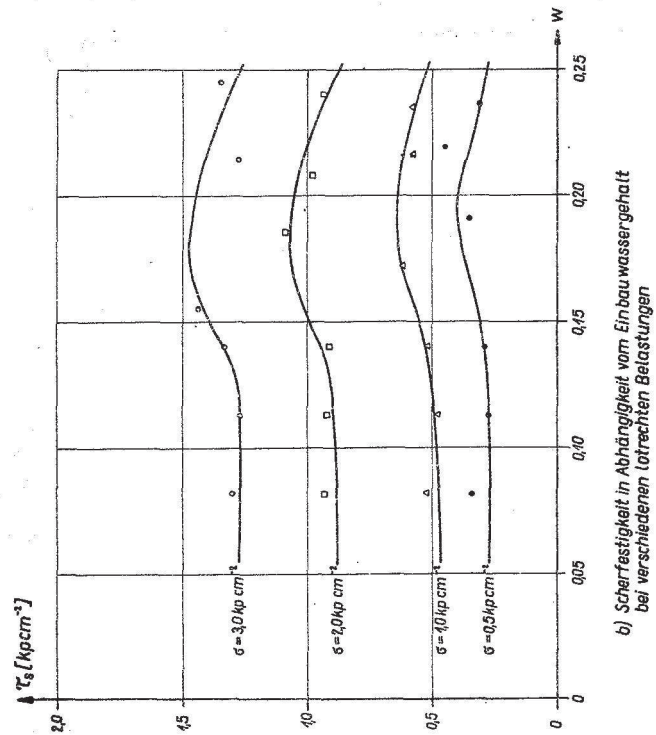


Bild 12 Scherwiderstand bei Erstbelastung



a) Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der wirksamen lotrechten Spannung



b) Scherfestigkeit in Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt bei verschiedenen lotrechten Belastungen

Bild 13 Ergebnisse der Versuche unter Ausschaltung der Kapillarspannungen
 $w_e = 6 \text{ kp/cm}^2$

scheinung geht parallel mit einer Abnahme der Probenhöhe infolge Verdichtung durch steigenden Wasserdruck (s. Bild 11b) und ist wohl auch damit zu erklären.

4.3 Scherfestigkeit

4.3.1 Verhältnisse bei Erstbelastung

Um das Verhalten des Probenmaterials bei Erstbelastung zu untersuchen, wurde das Lehmmehl mit einem Wassergehalt angeteigt, der ungefähr dem w_0 (nach Ohde) entsprach. In dieser Konsistenz wurde das Probenmaterial in das Schergerät eingebaut und die senkrechte Belastung in kleinen Stufen aufgebracht, bis bei der vorgesehenen lotrechten Normalspannung die Setzungen abgeklungen waren.

In Bild 12 ist die Scherfestigkeit (τ_s) als Funktion der lotrechten Normalspannung (σ) aufgetragen. Die Einzelwerte sind durch Kreise bzw. Kreuze (Wiederholungsversuche) dargestellt. Die Werte unterhalb $\sigma = 1 \text{ kp.cm}^{-2}$ sind als unsicher anzusehen, was möglicherweise in Gerätefehlern seinen Grund hat.

Die Schergerade steigt unter $\mu_0 = 0,5$ an. Dieser Wert stellt gleichzeitig die Scherfestigkeit bei Erstbelastung unter Ausschaltung von Kapillarspannungen dar.

4.3.2 Versuche ohne Kapillarspannungen

In Bild 13 sind die Ergebnisse dieser Versuche dargestellt, die mit einem Material durchgeführt wurden, das mit $V_g = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ verdichtet wurde. In der Auftragung Bild 13a ist in der üblichen Weise die Scherfestigkeit τ_s als Funktion der wirksamen lotrechten Spannung dargestellt.

Die beiden Schergeraden wurden aus der Auftragung 13b abgeleitet. Dort ist die Scherfestigkeit als Funktion des Einbauwassergehaltes für verschiedene lotrechte Spannungen dargestellt. Es läßt sich verhältnismäßig deutlich eine Erhöhung der Scherfestigkeit etwas oberhalb des für $V_g = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ ermittelten optimalen Wassergehaltes feststellen. Während sich aus dem Proctorversuch (s. Bild 7) $w_{\text{opt}} = 0,16$ ergibt, liegen die maximalen Scherfestigkeitswerte bei $w = 0,18$ bis $w = 0,19$. Diese Feststellung entspricht auch den Ergebnissen der Wasserdurchlässigkeitsversuche, bei denen der minimale k-Wert ebenfalls bei Wasserwer-

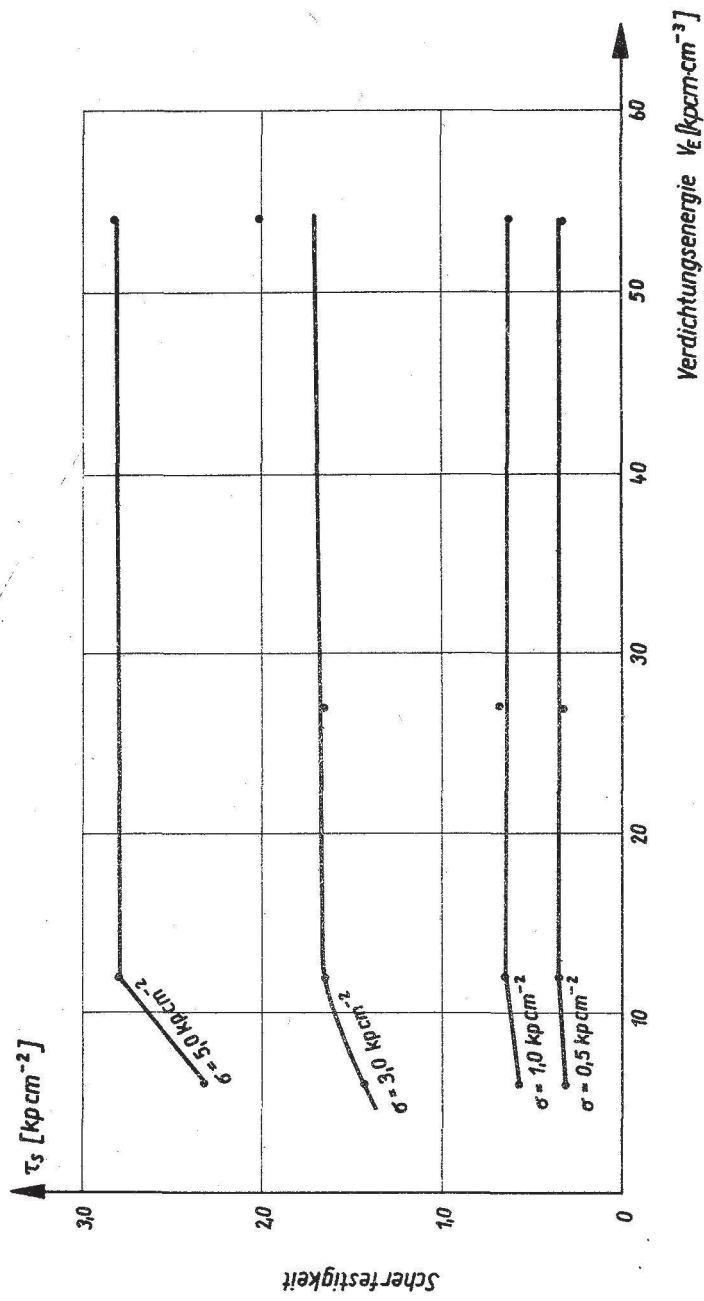


Bild 14 Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Verdichtungsenergie bei verschiedenen lotrechten Belastungen, bei jeweiligem optimalen Wassergehalt, Kapillarspannungen ausgeschaltet

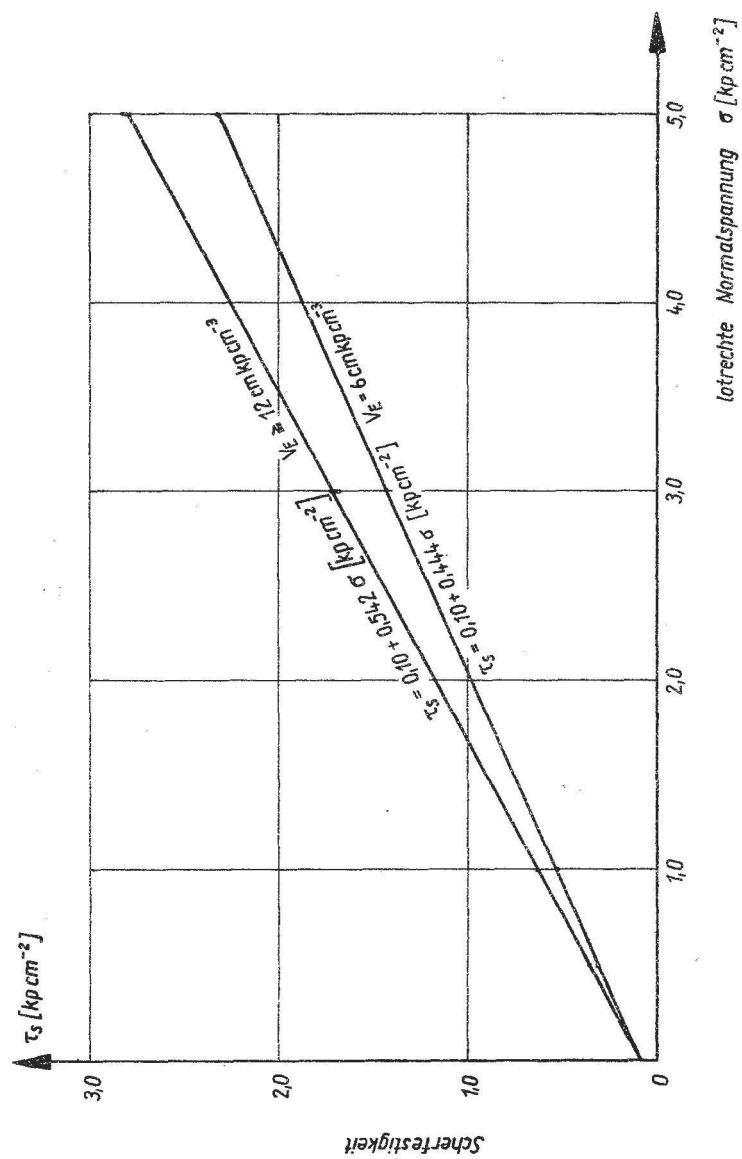


Bild 15 Schergeraden, ermittelt aus Bild 14

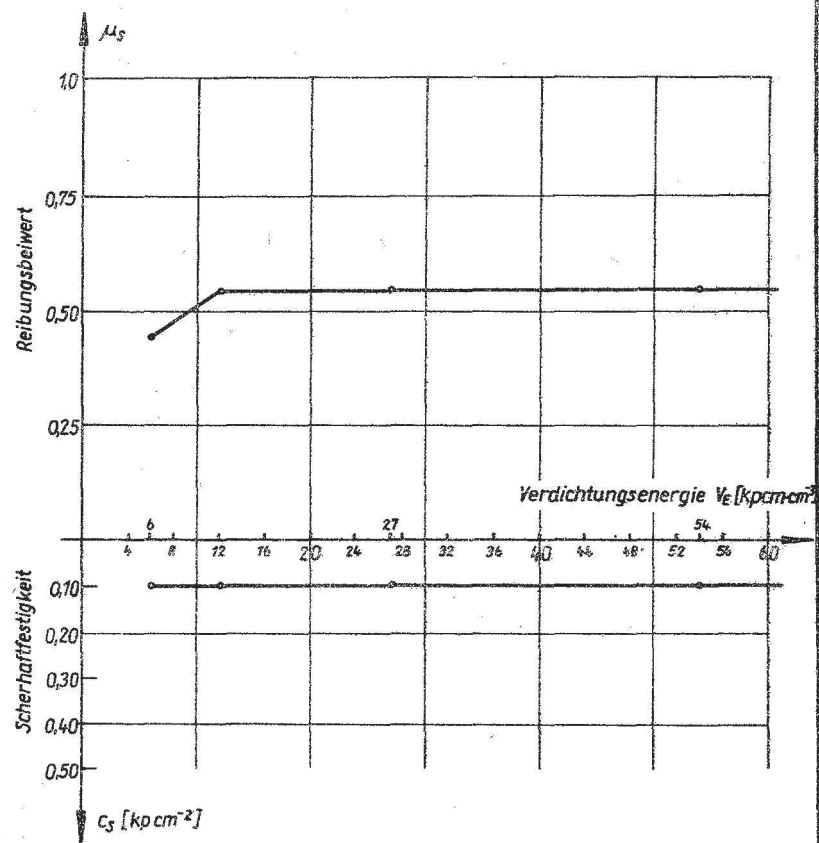


Bild 16 Darstellung der Abhängigkeit des Reibungsbeiwertes und der Scherhaftfestigkeit von der Verdichtungsenergie (für jeweilige optimale Wassergehalte, Kapillarspannung ausgeschaltet)

ten über w_{opt} liegt.

Die Erhöhung von τ_s bei $w = 0,18$ bis $0,19$ gegenüber den Werten für die niedrigen Einbauwassergehalte resultiert sowohl aus einem leichten Ansteigen des Reibungsbeiwertes als auch aus einer erheblichen Vergrößerung der Scherfestigkeit. Die Vorteile, die sich aus einem günstigen Einbauwassergehalt ergeben, sind also offensichtlich.

Betrachtet man im Bild 14 die Abhängigkeit der Scherfestigkeit τ_s von der aufgewandten Verdichtungsenergie V_E beim jeweiligen optimalen Wassergehalt, so fällt sofort auf, daß praktisch bei Verdichtungsenergien über 12 kpcm.cm^{-3} keine Erhöhung der Scherfestigkeit mehr zu verzeichnen ist. Entsprechend sind auch in Bild 15 nur 2 Schergeraden dargestellt. Die untere gilt für $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$, die obere für $V_E \geq 12 \text{ kpcm.cm}^{-3}$.

Auch aus Bild 16 geht dieses Verhalten des untersuchten Lehmes einwandfrei hervor. Hier ist die Scherfestigkeit, die die Anteile μ_s und c_s unterteilt, in Abhängigkeit von V_E dargestellt. Bemerkenswert ist besonders das Fehlen des Einflusses von V_E und c_s für $V_E \geq 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$.

In der Baupraxis wird man z.Zt. unter wirtschaftlichen Bedingungen kaum über eine Verdichtungsleistung kommen, die der einfachen Proctordichte entspricht, andererseits muß ein $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ gefordert werden, um dem allgemeinen Stand der Verdichtungs-technik annähernd nahe zu kommen.

Bild 17 zeigt nun für $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ eine räumliche Darstellung der Abhängigkeit von τ_s , σ und w . Zum Vergleich der Scherfestigkeitswerte für verdichtetes Dichtungsmaterial ist die μ_0 -Ebene eines frisch sedimentierten, unverdichteten Lehmes (s. auch Bild 12) eingezeichnet. Diese μ_0 -Ebene ist z.Zt. noch nicht in allen Punkten experimentell bewiesen, sie wurde aus der in Bild 12 gezeigten Geraden sozusagen "extrapoliert". Die endgültigen Beweise auf dem Versuchswege sollen im Verlauf der Fortsetzung der Forschungsarbeit in den Jahren 1968 - 1970 geliefert werden.

Die gekrümmte sattelförmige Fläche durchdringt die μ_0 -Fläche. Die Durchdringungslinien beider Flächen kennzeichnen also die Orte gleicher Scherfestigkeit verdichteten und unverdichteten Lehmes bei gleicher Normalspannung und gleichem Wassergehalt. Die Erhöhung von μ_s macht sich nach dieser Darstellung vor allem in den Bereichen geringerer Normalspannung bemerkbar. In der Praxis des Staudammbaues sind aber gerade diese Bereiche von Bedeutung,

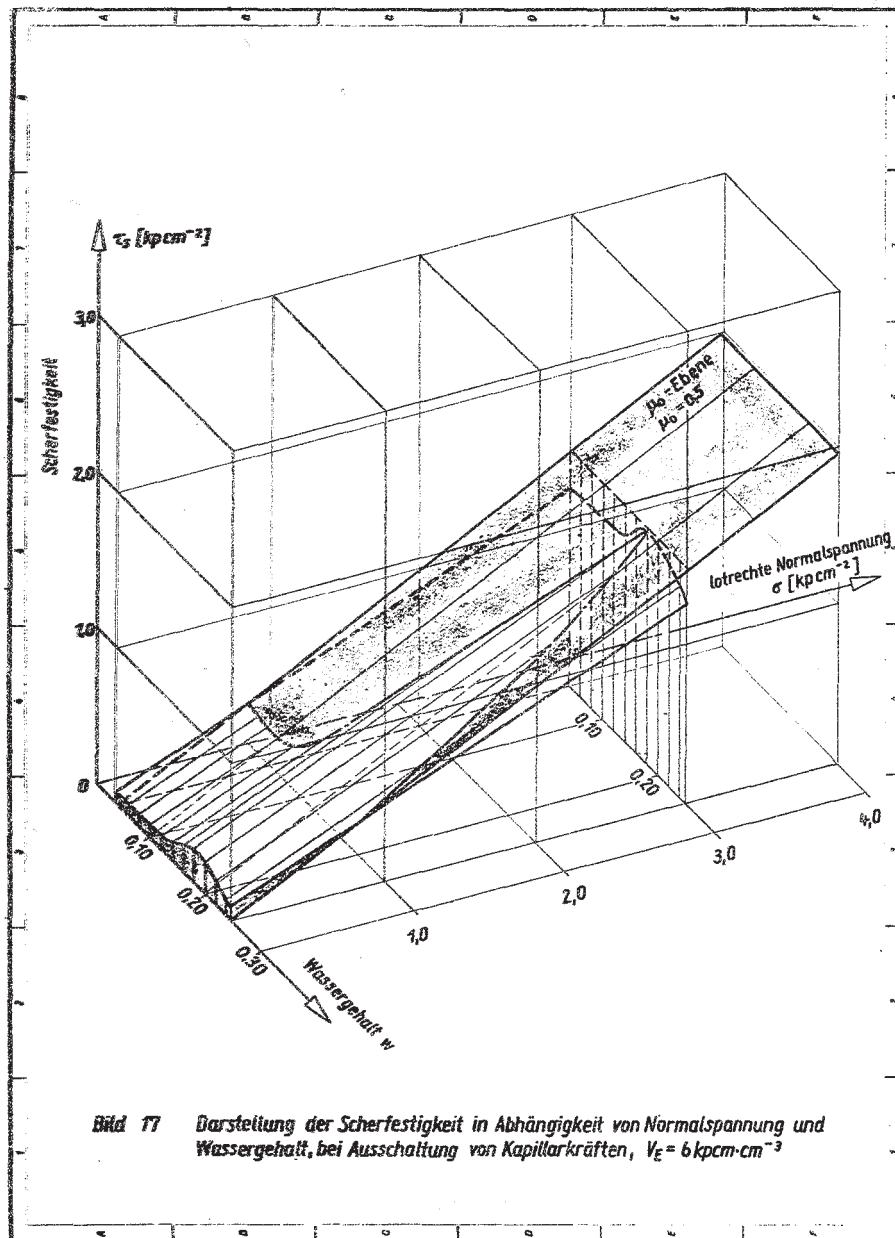


Bild 17 Darstellung der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von Normalspannung und Wassergehalt, bei Ausschaltung von Kapillarkräften, $V_E = 6 \text{ kpc/cm}^3$

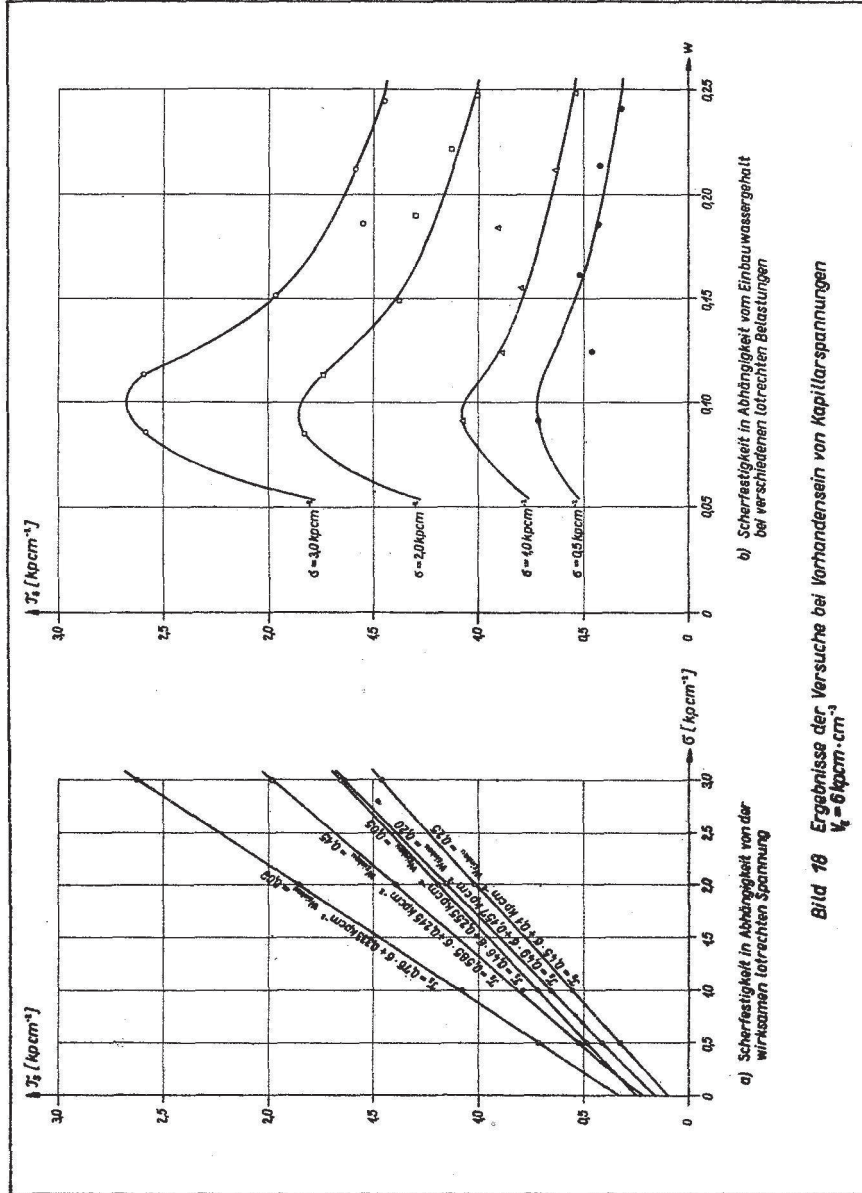


Bild 18 Ergebnisse der Versuche bei Vorhandensein von Kapillarspannungen
 $\sigma_c = 6 kpc\cdot cm^{-2}$

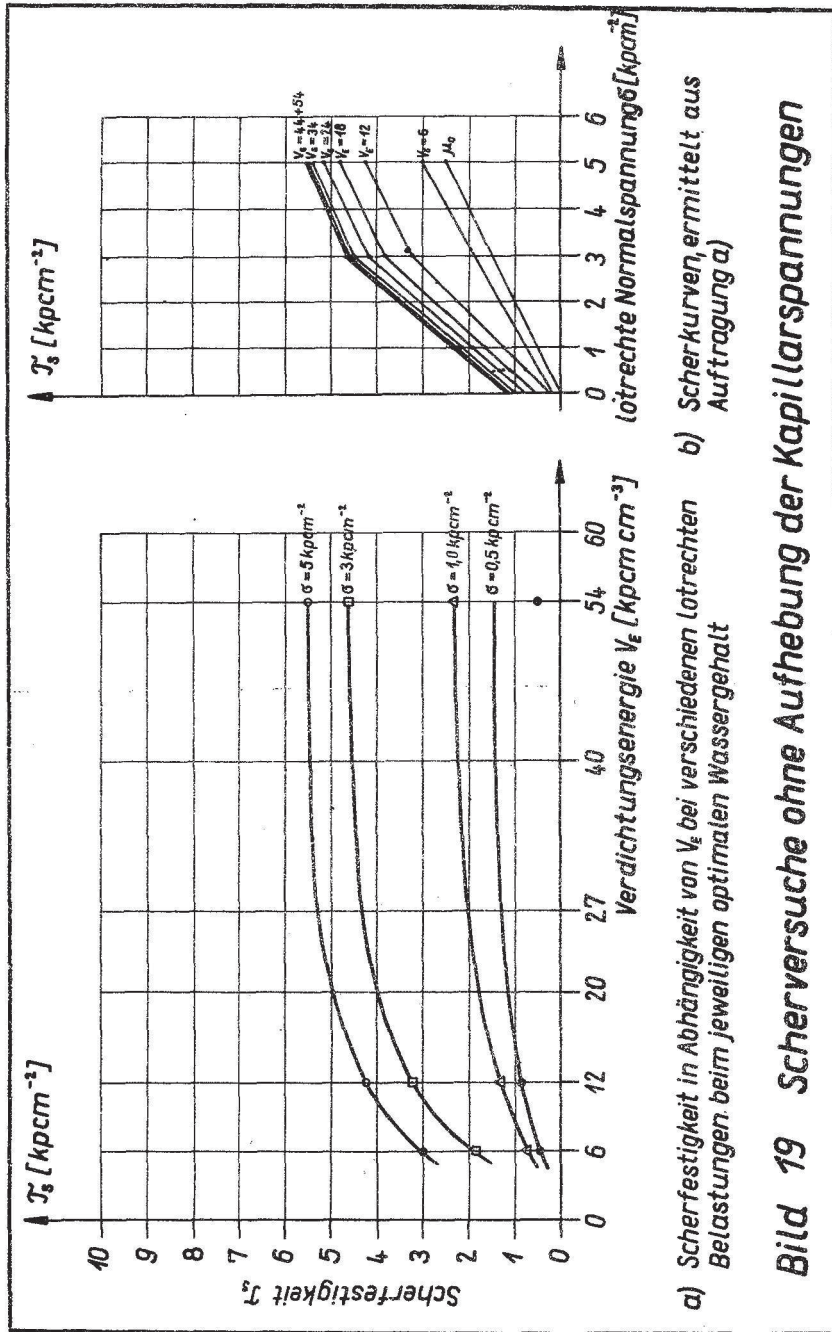


Bild 19 Scherversuche ohne Aufhebung der Kapillarspannungen

weil die z.B. durch die Masse der Deckschicht auf die Dichtungsschicht wirkenden Kräfte praktisch immer unter 1 kp.cm^{-2} liegen.

Bei homogenen Dämmen liegen die Verhältnisse anders, dort können in den unteren Lagen Drücke von einigen kp.cm^{-2} auftreten.

Im Bereich bis zu 3 kp.cm^{-2} ist für $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ nur bei Wassergehalten von 18 bis 20 % eine Erhöhung von μ_s zu erwarten. Um eine noch größere Scherfestigkeit zu erreichen, müßte man auf $V_E = 12 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ gehen, denn wie aus Bild 16 zu ersehen ist, wird dadurch eine Erhöhung des Reibungsbeiwertes erreicht.

Für das untersuchte Material ist entsprechend dieser Auftragung (Bild 16) selbst bei einem $V_E = 54 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ keine weitere Steigerung von μ_s mehr möglich.

4.3.3 Versuche bei Vorhandensein von Kapillarspannungen

Bei der Anwesenheit von Kapillarspannungen ergaben sich für den Scherwiderstand τ_s erheblich andere Verhältnisse als bei den bisher besprochenen Ergebnissen der Scherwiderstandsversuche, bei denen die Kapillarspannungen ausgeschaltet worden waren.

In Bild 18 ist unter a) die Scherfestigkeit τ_s in Abhängigkeit von der wirksamen lotrechten Spannung σ für verschiedene Einbauwassergehalte aufgetragen. Es fallen sofort die erheblich höheren Werte für μ_s und c_s gegenüber den Ergebnissen der Versuche ohne Kapillarspannungen auf.

Noch aufschlußreicher ist die Darstellung der Scherfestigkeit als Funktion von w bei verschiedenen senkrechten Belastungen (Bild 18b). Ganz eindeutig ist hier die starke Abhängigkeit der τ_s -Werte vom Einbauwassergehalt ersichtlich. Besonders bei $\sigma = 2,0$ und $\sigma = 3,0 \text{ kp.cm}^{-2}$ sind die Unterschiede zwischen den Maximal- und Minimalwerten sehr groß. Die Höchstwerte für τ_s liegen bei $w = 0,08$ bis $0,10$, also in einem Bereich, der weit unterhalb des optimalen Wassergehaltes der Proctorversuche ($w_{\text{opt}} = 0,16$) liegt. Bezüglich der Ergebnisse der Versuche ohne Kapillarspannungen ist der günstigste Wassergehalt nur halb so groß ($w = 0,08$ bis $0,10$ gegenüber $w = 0,18$ bis $0,20$).

Auch die Auftragung der Scherfestigkeit τ_s in Abhängigkeit von V_E (Bild 19) zeigt ein etwas verändertes Aussehen gegenüber den Versuchen ohne Kapillarspannungen.

Aus Bild 19a ist einwandfrei zu ersehen, daß auch Verdichtungsenergien von mehr als 12 kpcm.cm^{-3} noch eine erhebliche Vergrößerung von τ_s bringen können.

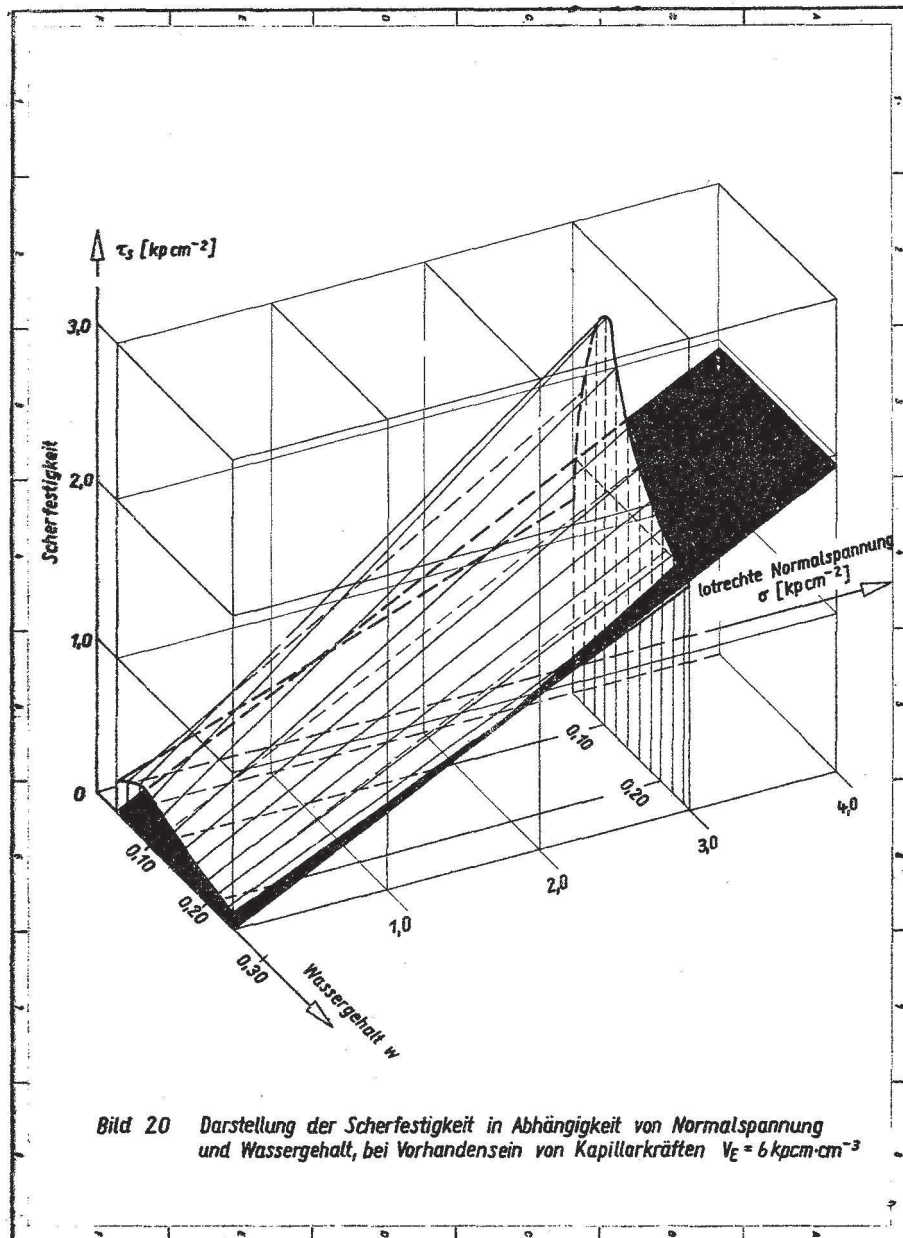


Bild 20 Darstellung der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von Normalspannung und Wassergehalt, bei Vorhandensein von Kapillarkräften $V_E = 6 \text{ kpcm} \cdot \text{cm}^{-3}$

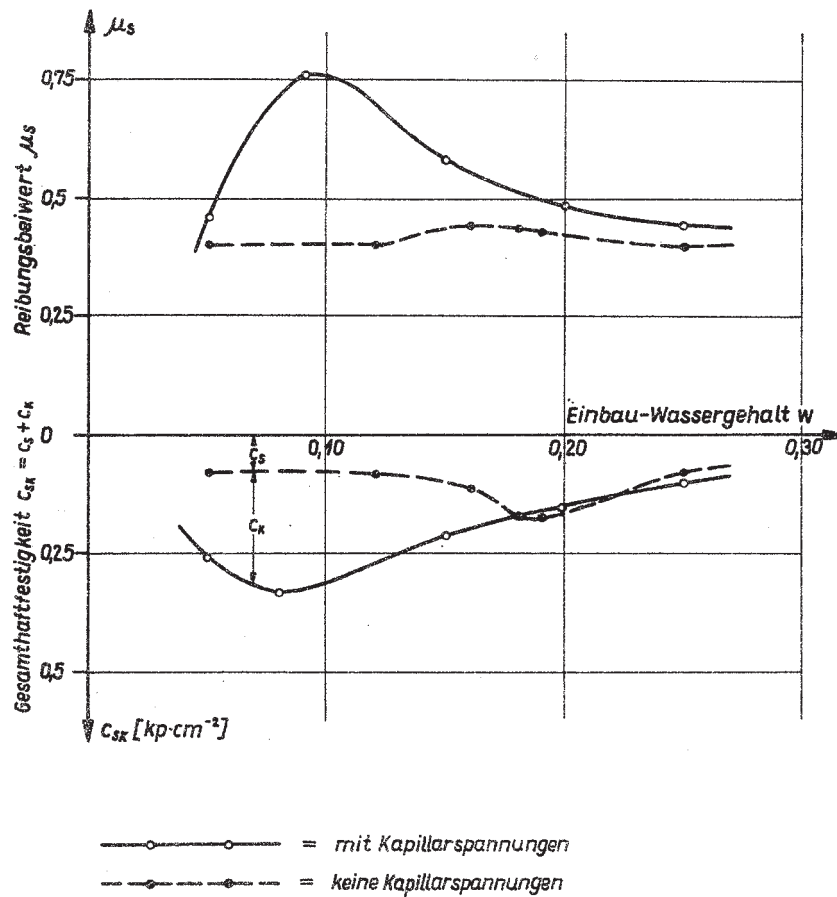


Bild 21 Reibungsbeiwert und Gesamthaltfestigkeit
in Abhängigkeit des Einbauwassergehaltes
mit und ohne Kapillarspannungen
 $V_E = 6 \text{ kpcm} \cdot \text{cm}^{-3}$

Betrachtet man die aus Bild 19a entwickelte Auftragung im Bild 19b, so wird aber klar, daß der Nutzeffekt der Verdichtung bei höheren Verdichtungsenergien einer gründlichen Nachprüfung bedarf. Offensichtlich wird der Aufwand für eine Erhöhung der Verdichtungsenergie über 12 kpcm.cm^{-3} hinaus im Hinblick auf eine Vergrößerung von τ_s nicht mehr gerechtfertigt sein. Hinzu kommen noch grundsätzliche Fragen bezüglich der in der Praxis wirklich auftretenden und zu erhaltenden Kapillarspannungen, auf die noch später eingegangen wird.

Entsprechend dem Bild 17 (ohne Kapillarspannungen) ist in Bild 20 wieder eine räumliche Darstellung der 3 abhängigen τ_s, σ und w für $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ zu finden.

Die sattelförmige Fläche der Scherfestigkeit bei vorhandenen Kapillarspannungen erhebt sich hier beträchtlich über die μ_o -Ebene. Auch ist bei größer werdendem σ nicht mehr ein Verschwinden unter der μ_o -Fläche zu beobachten, sondern der Sattel der τ_s -Fläche steigt erheblich an.

4.3.4 Vergleich der Scherfestigkeiten bei Versuchen mit und ohne Kapillarspannungen

Zusammenfassend soll ein Vergleich der einzelnen Komponenten der Scherfestigkeit für eine Verdichtungsenergie von $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ vorgenommen werden. Zu diesem Zweck sind in Bild 21 Reibungsbeiwert μ_s und Gesamthaftfestigkeit $c_{sk} = c_s + c_k$ die Haftfestigkeit aus Kapillarspannungen darstellt, in Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt w aufgetragen worden.

Die durch die ausgezogenen Linien verbundenen Punkte sind die Versuchswerte für Material mit Kapillarspannungen, die durch die unterbrochenen Linienzüge verbundenen dagegen die ohne Kapillarspannungen.

Auffällig ist die starke Abhängigkeit der Scherfestigkeitswerte für Material mit Kapillarspannungen vom Wassergehalt und deren Maximum im Bereich zwischen $w = 0,08$ und $0,10$ im Gegensatz zu den Versuchswerten für Material ohne Kapillarspannungen, deren Höchstwerte bei $w = 0,18$ bis $0,20$ liegen. Der Wert für c_k , also für die Haftfestigkeit infolge Kapillarspannungen, verschwindet bei $w = 0,18$, also beim Wassergehalt, der nur geringfügig über dem optimalen Wassergehalt des Proctorversuches liegt.

Zusammenfassend wird festgestellt, daß das Vorhandensein von Kapillarspannungen von sehr großem Einfluß auf die Scherfestig-

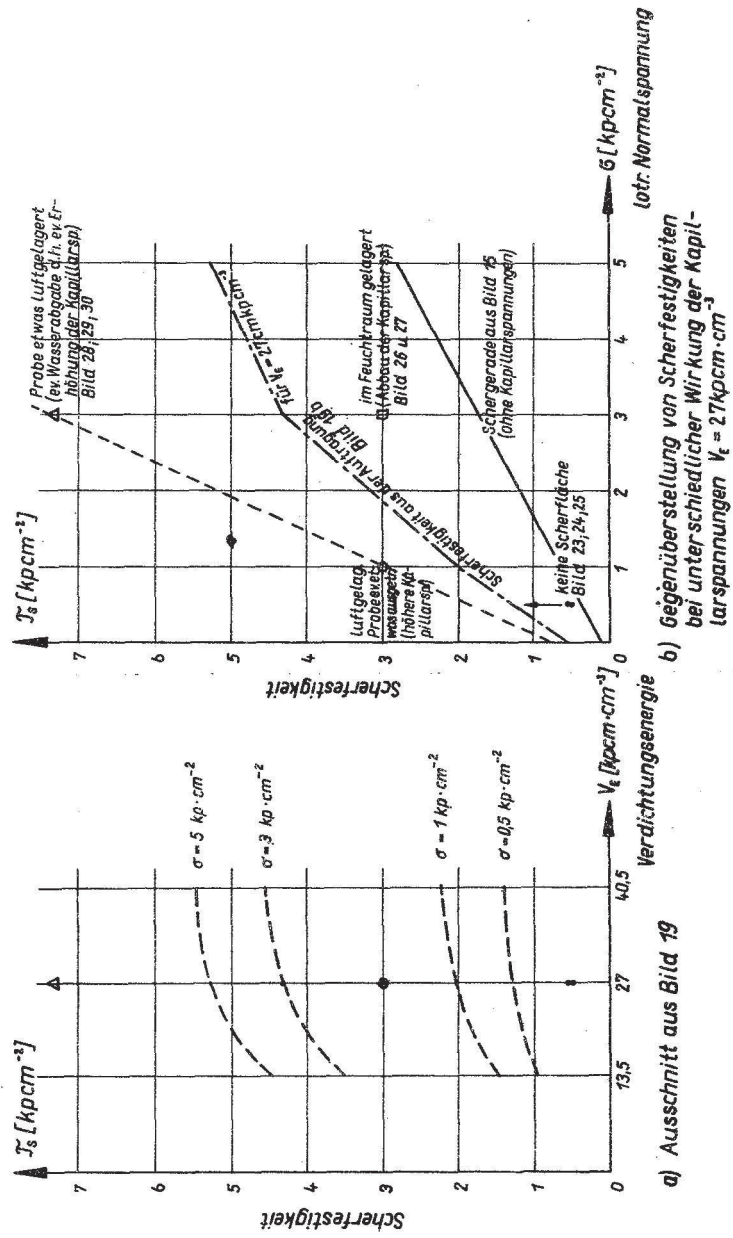


Bild 22 Scherversuche ohne Aufhebung der Kapillarspannungen bei $V_e = 27 \text{ kp}\cdot\text{cm}^{-3}$

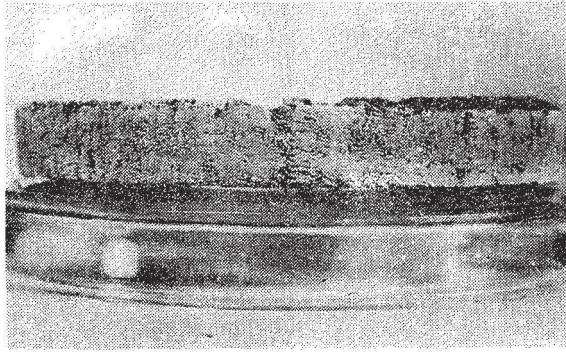


Bild 23

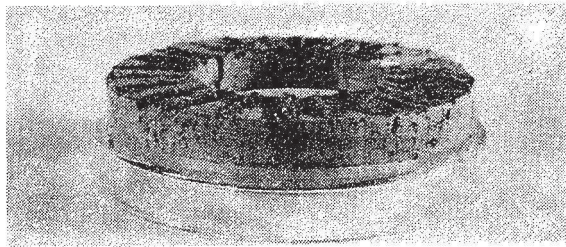


Bild 24

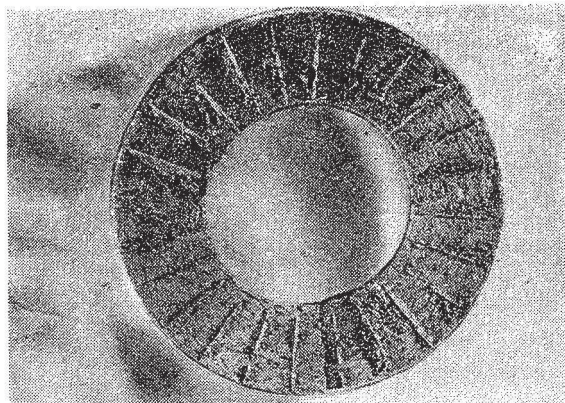


Bild 25

keit verdichteten bindigen Erdreichs ist. Die Werte τ_s sind für alle untersuchten Wassergehalte (zwischen $w = 0,05$ und $w = 0,2$ größer als bei aufgehobenen Kapillarspannungen. Diese Betrachtung gilt zunächst für die eingebrachte Verdichtungsenergie von $V_E = 6 \text{ kpcm.cm}^{-3}$.

Betrachtet man den Einfluß der Verdichtungsenergie auf die Scherfestigkeit, so ist festzustellen, daß ohne Kapillarspannungen eine Verdichtungsenergie von mehr als $V_E = 12 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ bei Vergrößerung der Werte mehr bringt.

Im Gegensatz dazu bietet beim mit Kapillarspannungen behafteten Material eine Vergrößerung der Verdichtungsenergie bis ungefähr zur verbesserten Proctordichte ($V_E = 27 \text{ kpcm.cm}^{-3}$) noch erhebliche Vorteile bezüglich der Scherfestigkeitswerte.

Es wird nun die berechtigte Frage auftreten, wann man, von der Praxis aus gesehen, überhaupt Kapillarspannungen ansetzen darf, wobei hier nur gestörtes Material betrachtet werden soll, das als Baustoff bei Erd- und Wasserbauten verwendet wird.

4.4 Kapillarspannungen im Versuch und in der Praxis

Bei der Beurteilung der Versuche mit Kapillarspannungen tritt die Frage auf, welche Bedeutung diese Erscheinung in der Baupraxis hat und unter welchen Verhältnissen die Kapillarspannungen aufgehoben werden.

Bei der Auswertung der Scherwiderstandsversuche unter Kapillarspannungen fielen mehrere Ergebnisse erheblich außerhalb der vermuteten oder schon bestätigten Gesetzmäßigkeiten. Bei der Nachforschung nach den Gründen für diese Abweichungen stieß man auf interessante Tatsachen.

Im Bild 22b ist zunächst die Schergerade im $\tau_s - \sigma$ -Diagramm dargestellt, die sich bei Ausschaltung der Kapillarspannungen ergibt (ausgezogene Linie). Strichpunktiert ist die entsprechende Schergerade bei vorhandenen Kapillarspannungen eingezeichnet.

Bei der Konstruktion dieser letzteren Geraden konnten die Ergebnisse für $\sigma = 0,5 \text{ kp.cm}^{-2}$ nicht berücksichtigt werden, weil nach Bild 23 bis 25 die lotrechte Belastung nicht ausgereicht hatte, um die Verzahnung des Ober- und Unterteils in die Probe einzudrücken.

Infolgedessen scherte die Probe nicht in einer Scherfläche innerhalb der Probe ab, sondern die Rippen des Oberteils kratzte

nur an der Probenoberfläche entlang. Der Wert der Scherfestigkeit war entsprechend gering und konnte nicht als repräsentativ übernommen werden. Eine Wiederholung des Versuchs erbrachte praktisch die gleichen Ergebnisse.

Es wird auf diese Tatsache hingewiesen, um zukünftig solche Fehler zu vermeiden. Man sollte besser mit größeren senkrechten Spannungen arbeiten.

Offensichtlich hatten auch schon geringfügige Abweichungen vom üblichen Versuchsrhythmus erhebliche Änderungen der Kapillarspannungen zur Folge. An weiteren Beispielen der Scherwiderstandsversuche bei $V_E = 27 \text{ kpcm.cm}^{-3}$ soll diese Erscheinung erläutert werden.

Die Einwirkung von Feuchtigkeit innerhalb eines relativ geringen Zeitraumes zeigt im Bild 22b das Versuchsergebnis für $\sigma = 3 \text{ kp.cm}^{-2}$, das statt bei $\tau_s = 4,3 \text{ kp.cm}^{-2}$ nur bei $\tau_s = 3,0 \text{ kp.cm}^{-2}$ lag. Diese Probe konnte aus irgendwelchen Gründen nicht sofort in das Kreisringschergerät eingebaut werden und wurde für rd. 24 Stunden im Feuchtraum gelagert. Dort nahm sie wahrscheinlich nur einen geringen, jedenfalls nicht nachweisbaren Teil an Feuchtigkeit auf, der aber offensichtlich genügte, um einen Teil der Kapillarspannungen abzubauen, denn der τ_s -Wert liegt in der Mitte zwischen dem entsprechenden Wert für vorhandene und dem für aufgehobene Kapillarspannungen. Jedenfalls zeigen auch die Bilder 26 und 27 ein durchaus normales Verhalten der Probe, wie es allgemein bei den Scherwiderstandsversuchen, die meist ohne Kapillarspannungen durchgeführt werden, beobachtet wird.

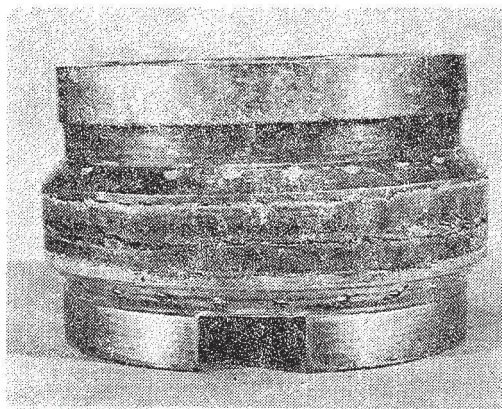


Bild 26

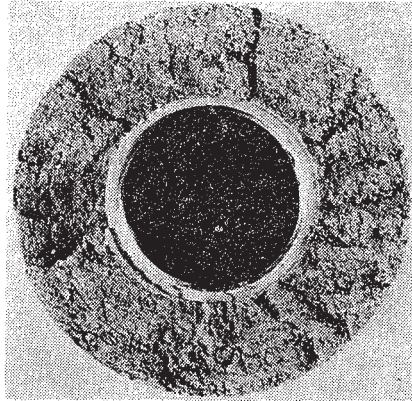


Bild 27

In zwei anderen Fällen mußte die Probe in eingebautem Zustand für einige Tage im Gerät verbleiben, bevor der Versuch beginnen konnte. Es konnte dadurch wahrscheinlich eine gewisse Verdunstung eintreten, die sich in erheblich höheren Scherfestigkeiten ausdrückte. In Bild 22b sind dies die Punkte über $\sigma = 1$ und $\sigma = 3$ auf der punktierten Geraden. Die Fotos (Bild 28 bis 30) zeigen Bruchbilder, die erheblich von denen der Bilder 26 und 27 abweichen.

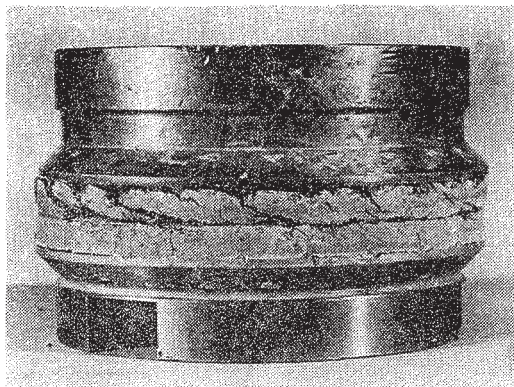


Bild 28

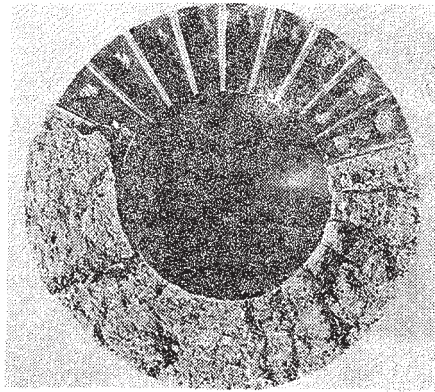


Bild 29

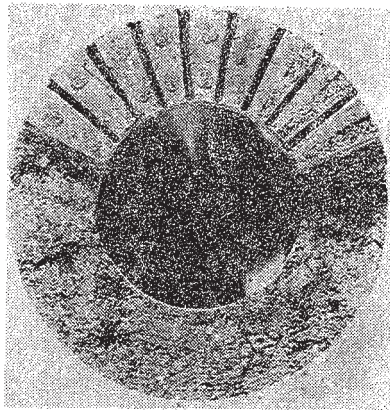
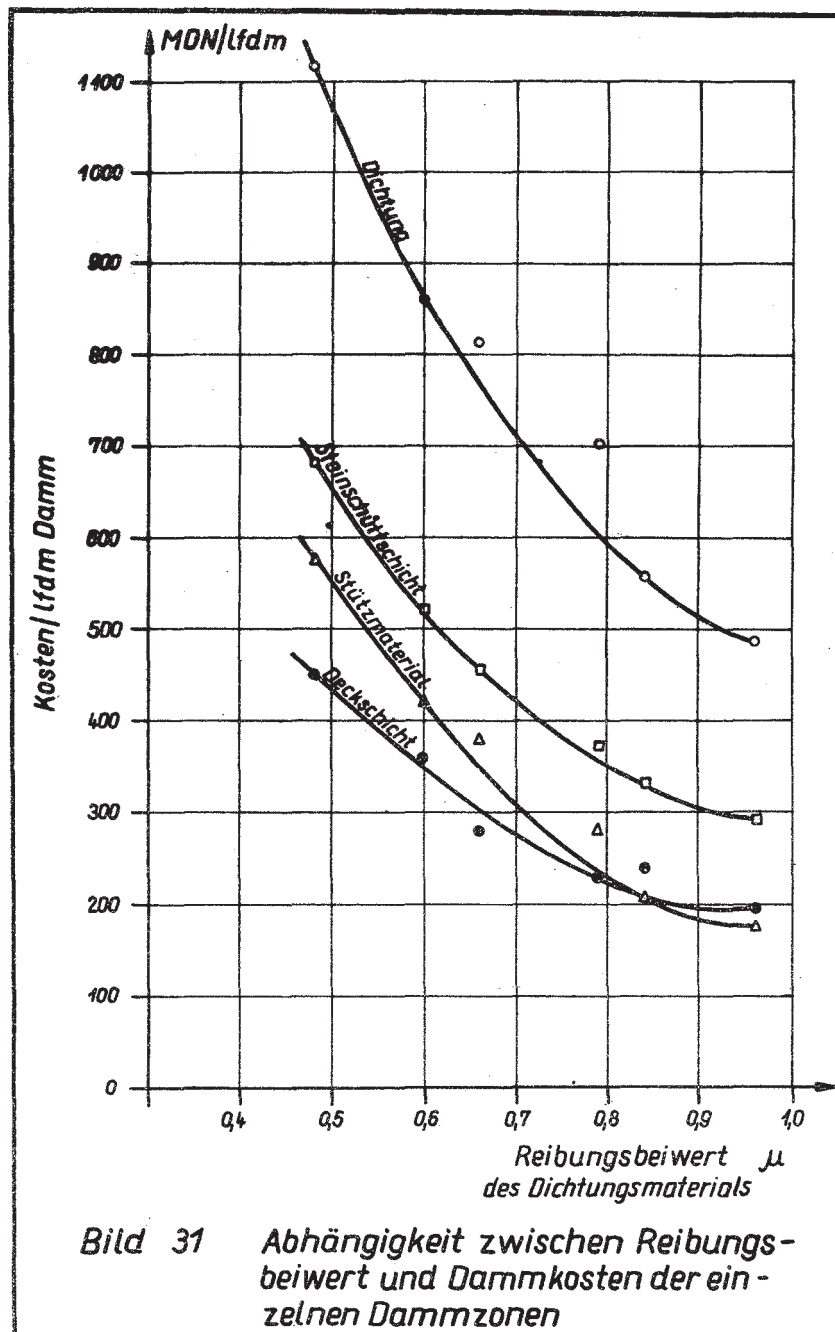


Bild 30



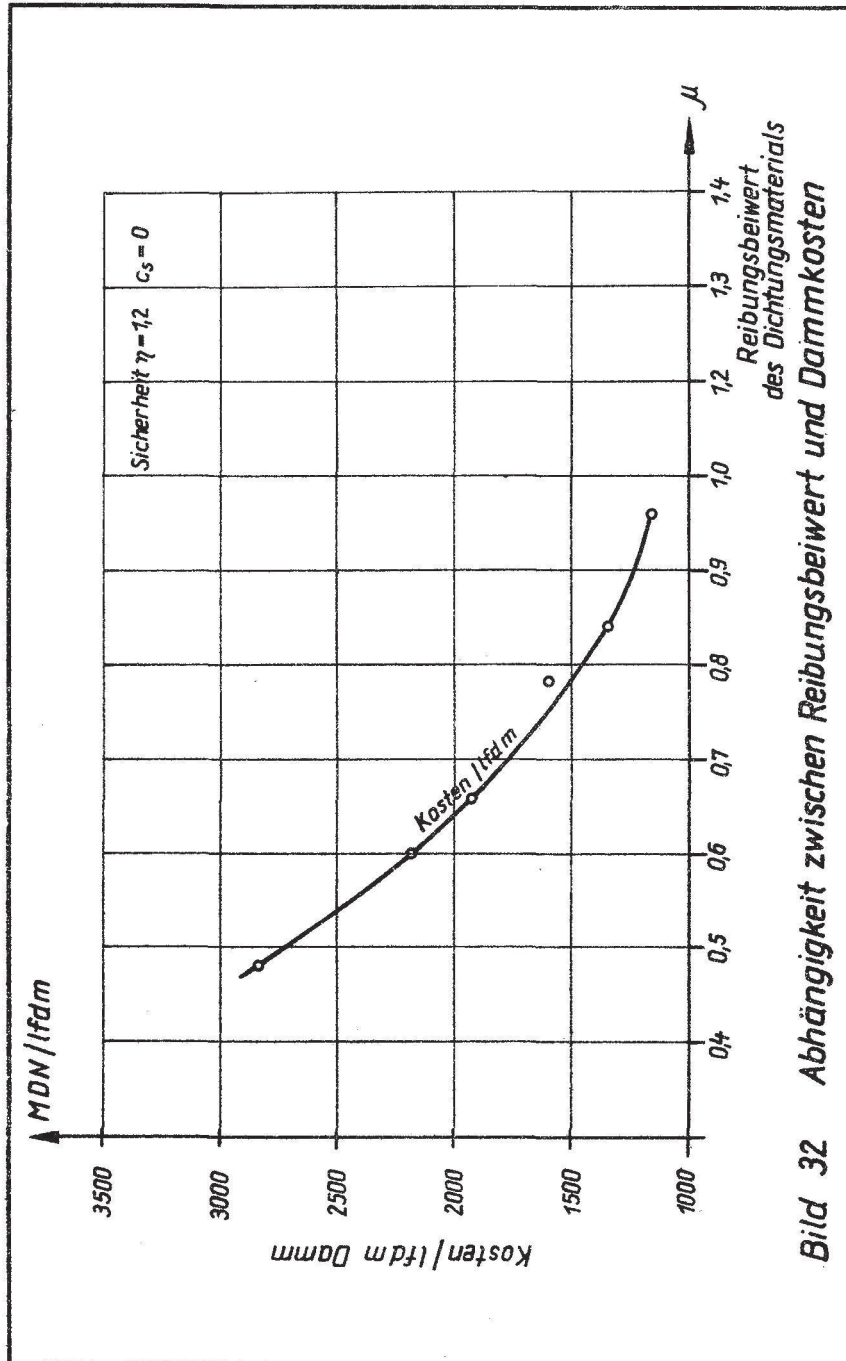


Bild 32 Abhängigkeit zwischen Reibungsbeiwert und Dammkosten

Die genannten Beispiele zeigen recht deutlich, welche Schwierigkeiten einerseits die Laboratoriumsversuche bereiten können, sie lassen andererseits die Frage aufkommen, unter welchen Voraussetzungen bzw. ob man überhaupt mit Kapillarspannungen bei der Bauausführung von Staudämmen, Deichen usw. rechnen darf.

Wenn schon 24 Stunden Lagerung des Materials im Feuchtraum genügen, um einen großen Teil der Kapillarspannungen aufzuheben, wie muß sich dann feuchtes und regnerisches Wetter während der Bauausführung auf den Scherwiderstand einer Schicht bindigen Erdreichs auswirken?

Es dürfte von vornherein keine Zweifel darüber geben, daß die Berücksichtigung von Kapillarspannungen bei Wasserbauwerken nur im Bauzustand möglich wäre, weil bei späterem Ausbau ohnehin durch den Wasserzutritt diese Spannungen aufgehoben werden. Die Beobachtungen im Labor lassen vermuten, daß z.B. nach stärkeren Regenfällen bei Staudämmen mit wasserseitiger Dichtungsschicht zumindest in deren oberer Grenzzone die Kapillarspannungen recht schnell abgebaut werden können.

Nun ist aber gerade diese oberste Schicht eine Gleitlinie für die Standsicherheitsberechnung und aus diesem Grunde ist die Scherfestigkeit in dieser Ebene entscheidend.

Anders sind die Verhältnisse bei homogenen Dämmen, bei denen die Gleitfläche tiefer durch das Erdreich hindurchgeht. In diesem Fall wäre die Kenntnis des Verhaltens der Kapillarspannungen von großer Bedeutung, zumal wenn es sich um Dämme handelt, die, wie z.B. Verkehrsdämme, nicht einer Durchströmung von Wasser ausgesetzt sind. Durch entsprechende Untersuchungen müßten die Grundlagen dieser hier nur kurz angerissenen Probleme geklärt werden.

Vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus gesehen, sind die zu erwartenden Vorteile recht erheblich, wie in den folgenden Betrachtungen dargelegt wird.

5. Anwendung der Ergebnisse der Arbeit

5.1 Zusammenhang zwischen Verdichtung und optimaler Trockenrohdichte

Im Laufe der Vorbereitung der Proben für die Scherwiderstands- und Wasserdurchlässigkeitsversuche wurden die in Abschnitt 3.4 und 4.1 erwähnten Untersuchungen der Zusammenhänge zwischen Verdichtung und optimaler Trockenrohdichte durchgeführt. Für die Praxis des Erdbaues sind die in Bild 8a und 8b gezeigten Darstellungen zur Ermittlung des "Nutzeffekt-Punktes" von großer Bedeutung. Es wurde damit eine Methode zur sicheren und schnelleren Ermittlung der wirtschaftlichsten Anzahl von Verdichtungsübergängen aus den Ergebnissen von Großversuchen geschaffen.

5.2 Zur Wasserdurchlässigkeit bindiger Erdstoffe

Die Darstellung der Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit von der aufgewandten Verdichtungsenergie gibt der Praxis wertvolle Hinweise über die optimale Verdichtungsenergie bezüglich der Wasserdurchlässigkeit.

Die Auftragung von k in Abhängigkeit vom Wassergehalt wird wichtig sein für die Entscheidung, bei welchen Wassergehalten der Einbau eines bindigen Materials noch als Dichtungsstoff verantwortet werden kann.

Die Forderung nach erhöhten Sicherheitsfaktoren wird man nun nicht mehr stellen müssen, da die Zusammenhänge doch erheblich klarer geworden sind.

Die aus den Untersuchungen erhaltenen erdstatischen Kennwerte können für Voruntersuchungen und überschlägliche Berechnungen bei Vorhandensein eines der üblichen Dichtungsmaterialien benutzt werden.

Für die endgültigen Berechnungen und Konstruktionen werden selbstverständlich noch genaue Untersuchungen mit dem wirklich vorhandenen Erdstoff notwendig sein. Auf Grund der vorliegenden Untersuchungsmethoden wird man jedoch konzentrierte Untersuchungsprogramme aufstellen können, deren Umfang erheblich gegenüber den bisherigen Programmen gekürzt werden kann.

Die im Verlauf dieser Arbeit herausgearbeiteten Tendenzen der Abhängigkeit einiger erdstofflicher Berechnungswerte werden jedoch bei den üblichen, in der DDR vorkommenden Materialien immer wieder vorhanden sein.

Was die Berücksichtigung der Kapillarspannungen anbetrifft, so müssen unbedingt noch viele umfangreiche und grundlegende Untersuchungen durchgeführt werden, ehe alle Möglichkeiten, die vom Erdreich als Baustoff geboten werden, voll ausgenutzt werden können.

5.3 Die Scherfestigkeit als Funktion der Verdichtungsenergie und des Wassergehaltes

Die Auswertung der Erkenntnisse, die aus diesen Untersuchungen entnommen werden können, bietet der Projektierung und Bauausführung von Erdbauwerken, bei denen bindiges Material verwendet wird, eine Fülle von Möglichkeiten der Einsparung von Material und Arbeitszeit unter gleichzeitiger Erhöhung der Qualität des Bauwerkes. Selbst wenn man vorläufig nur die Verhältnisse ohne Kapillarspannungen betrachtet, so ergeben sich doch erhebliche Vorteile, indem man in die Berechnungen nach Kenntnis des Einbauwassergehaltes nicht den minimalen Reibungsbeiwert einsetzen muß, sondern den mit φ wechselnden wirklichen Wert benutzen kann.

Den größten Vorteil wird jedoch die Möglichkeit des Einsetzens der Scherhaftfestigkeit c_s bringen. Bisher konnte dies nicht geschehen, weil die Grundlagen des Zusammenhanges zwischen Verdichtung bzw. Wassergehalt und Scherhaftfestigkeit fehlten, oder aber man mußte einen überhöhten Sicherheitswert von $\eta = 1,5$ bis $2,0$ in Kauf nehmen.

5.4 Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen

Um den Einfluß des Reibungsbeiwertes auf die Kosten eines Staudammes darzustellen, wurden umfangreiche Berechnungen am Beispiel eines kürzlich fertiggestellten Dammes durchgeführt.

Unter Annahme eines Sicherheitsgrades von $\eta = 1,2$ wurden für 6 verschiedene Reibungsbeiwerte μ des Dichtungsmaterials, die zwischen $0,48$ und $0,96$ liegen, Kostenermittlungen für die einzelnen Elemente des Dammes durchgeführt. Die Haftfestigkeit wurde hierbei nicht berücksichtigt, sie wurde in einer abschließenden Betrachtung mit in Rechnung gesetzt.

In Bild 31 sind in grafischer Auftragung die Kosten pro lfdm für Stützkörpermaterial, Dichtungsschicht, Deckschicht und Steinschüttung aufgetragen.

Im Bereich zwischen $\mu = 0,48$ und $\mu = 0,66$, also in einem Intervall der durchaus für Dichtungsmaterial möglichen Reibungsbeiwerte, ist der Abfall der Kosten/lfdm ganz erheblich.

Auch die in Bild 32 gezeigte Auftragung der Gesamtdammkosten in Abhängigkeit vom Reibungsbeiwert μ des Dichtungsmaterials dürfte eindeutig klarstellen, welche wichtige Frage bei der Durchführung der vorliegenden Arbeit berührt wurde.

2) DK 624.138,231.1/2 Bodenverfestigung mit
Kies und Lehm
: 624.6 : Wasser im Boden

Zur Frage der Erosionsbeständigkeit von Dichtungserdstoffen

Dr.-Ing. Heinz Martin

Für die Standsicherheit von Zonenstaudämmen ist die Erosionsbeständigkeit der Dichtungsschichten von entscheidender Bedeutung. Um diese zu gewährleisten, werden an das an die Dichtungsschicht angrenzende Erdmaterial bestimmte Anforderungen gestellt. Entspricht das für den Damm vorgesehene Stützkörpermaterial nicht diesen Anforderungen, so werden zwischen diesem und der Dichtungsschicht Filter angeordnet. Da der Einbau solcher Filterschichten sehr sorgfältig ausgeführt werden muß und deshalb zeitraubend und teuer ist, lohnt es sich immer, eingehend zu untersuchen, ob überhaupt bzw. in welchem Umfange Filter - ein- oder mehrstufige - angeordnet werden müssen.

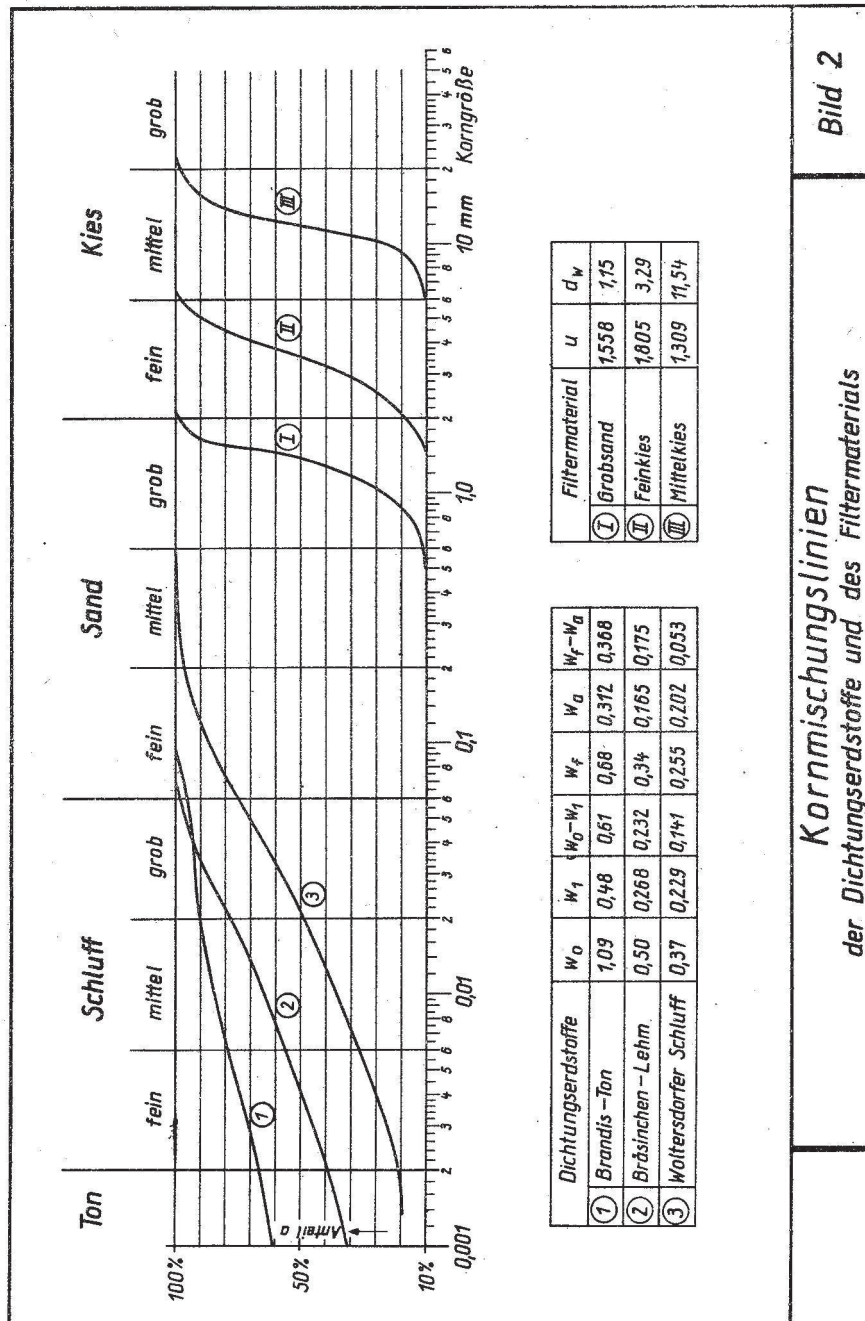
Alle uns bekanntgewordenen Regeln (Bild 1) (1) (2) (3) (4) (5) über den Aufbau von Filtern berücksichtigen lediglich die Korngröße und Kornmischung. Die Kohäsion, die die zur Anwendung kommenden Dichtungserdstoffe meist aufweisen, bleibt bei allen diesen Regeln unberücksichtigt. Es ist aber offensichtlich, daß gerade die Kohäsion die Erosionsbeständigkeit günstig beeinflusst. Auf diese Tatsache hat bereits Davidenkoff auf dem 5. Talsperrenkongress 1955 in Paris hingewiesen (6).

Nachfolgend wird über die Ergebnisse einiger in der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau durchgeführter Versuche berichtet, die die günstige Wirkung der Kohäsion auf die Erosionsbeständigkeit bestätigen. Es wurden drei Dichtungserdstoffe untersucht: ein Ton, ein Lehm und ein Schluff. Mit jedem dieser Erdstoffe sind drei Durchlässigkeitsversuche durchgeführt worden, bei denen die Filterschicht entweder aus Mittelkies, Feinkies oder aus Grobsand bestand.

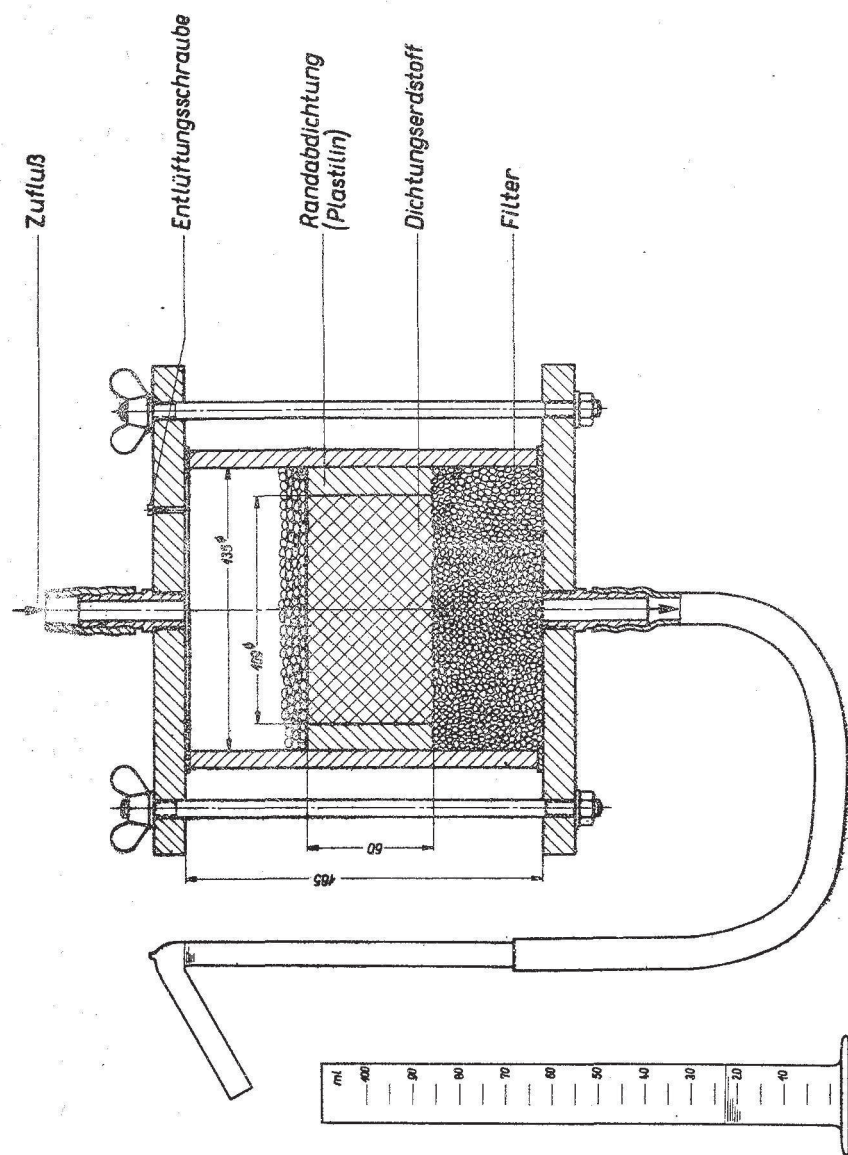
Auf Bild 2 sind die Kornmischungslinien sowohl der Dichtungserdstoffe als auch die des Filtermaterials aufgetragen. Die drei Dichtungserdstoffe enthalten danach etwa 10, 40 und 65 % Tonkorn $< 2 \mu$. Da diese in gleicher Weise im Proctorgerät bei optimalem Wassergehalt auf die einfache Proctordichte (Verdichtungsenergie = $6,0 \text{ kp.cm/cm}^3$) verdichtet wurden, kann angenommen werden, daß zwischen der Plastizitätszahl ($w_f - w_a$) nach Atterberg bzw. dem Bildsamkeitsindex ($w_o - w_l$) nach Ohde (?) und der Kohäsion eine direkte Abhängigkeit besteht; d.h. je größer ($w_f - w_a$) und ($w_o - w_l$) sind, um so größer ist auch die Kohäsion.

Bild 3 stellt einen Schnitt durch das verwendete Durchlässigkeitsgerät mit Probe und Filter dar. Vor dem Einbau wurde an der Unterseite der Probe Filtermaterial eingedrückt, so daß diese

Autor	Bedingung 1	Bedingung 2	Literatur	Bemerkungen
Terzaghi	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$	Terzaghi – Peck : "Soil Mechanics in Engineering Practice" 1948	D = Korndurchmesser des gröberen Materials d = Korndurchmesser des feineren bzw. Dichtungsmaterials
Bureau of Reclamation USA	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 5-10$	—	Post – Londe : "Les barrages en terre compactée" 1953	für Filter aus gleichkörnigem Material (Stufenfilter)
— II —	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 12-58$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 12-40$	— II —	für Filter aus gemischt – körnigem Material (Mischfilter)
Sichardt	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 3-4,5$	—	Sichardt : "Kies- und Sandfilter des Grund- und Wasserbaus", Die Bautechnik 29, 1952, Heft 3	für Filter aus gleichkörnigem Material (Stufenfilter)
Bertram	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 5-9$	Mallet – Pacquant : "Les barrages en terre" 1951	
Cistin	$\frac{D_{10}}{d_{80}} < 5$	$u_D = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 5$	Kratochvíl : "Vodní nádrže a přehrady" Prag 1961	
Filterregeln				Bild 1



Kornmischungslinien
der Dichtungserdstoffe und des Filtermaterials



Durchlässigkeitsgerät

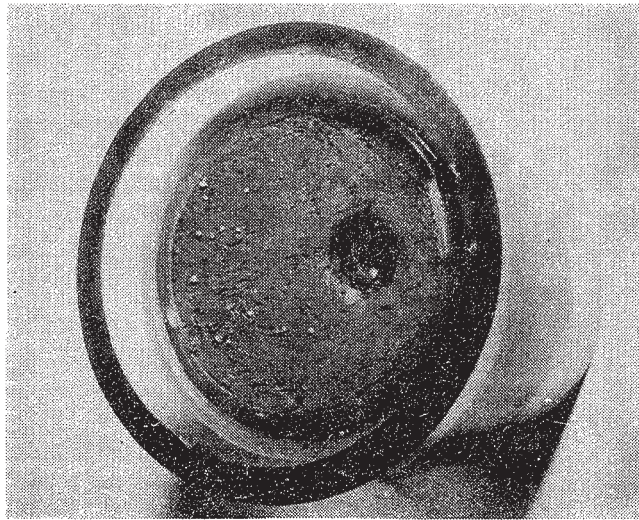


Bild 4. Probe nach dem Versuch

[illegible]

dann im Gerät satt auf der Filterschicht auflag. Es sollte damit vermieden werden, daß an der Wasseraustrittsseite größere Hohlräume vorhanden sind, als sie durch die Poren der Filterschicht gebildet werden. Der zwischen Probe und Glaswand verbleibende Zwischenraum wurde mit praktisch undurchlässigem Material (Plastilin = ölhaltige Knetmasse) sorgfältig ausgestopft und somit ein etwaiger Randeinfluß ausgeschaltet. Der auf der Probe liegende Kies hatte lediglich die Aufgabe, den von oben eintretenden Wasserstrom zu verteilen.

Während bei Staudämmen je nach Größe und Bedeutung des Bauwerks nur ein Druckgefälle von $i = 4$ bis 6 zugelassen wird, wurde bei diesen Versuchen bewußt mit sehr viel höheren Gefällen gearbeitet. Es sollte damit bis zu einem gewissen Grade der Zeiteinfluß, der beim Bauwerk sicher eine gewisse Rolle spielt, kompensiert werden. Wahrscheinlich würden die meisten der Versuche heute noch unverändert laufen, wenn man die für Bauwerke üblichen i -Werte angewendet hätte. Es wurde mit einem Wasserdruck von 0,2 bzw. 0,5 at begonnen. Dies entspricht bei der hier vorhandenen Dicke der Proben von 6,0 cm einem $i = 33,3$ bzw. 83,4. Zu Anfang schwankte der Durchlässigkeitsbeiwert, nahm dann meist etwas ab und spielte sich schließlich auf einen etwa konstanten Wert ein. Zeigten sich nach längerer Laufzeit keine wesentlichen Veränderungen, wurde der Druck um 0,5 bzw. 1,0 at erhöht. Dies geschah so oft, bis ein Wasserdurchbruch erfolgte bzw. bis der für die Versuchsanlage maximal zulässige Wasserdruck von 4,0 at erreicht war. Der Wasserdurchbruch kündigte sich nur manchmal durch Schwankungen der Durchflußmenge an. Meist trat er jedoch sehr schnell und unerwartet auf. Bei allen Versuchen war der Durchbruch örtlich begrenzt (Bild 4).

Auf Bild 5 sind die Ergebnisse der Versuche aufgetragen. Die Durchlässigkeitsbeiwerte k stellen Mittelwerte dar, die sich aus den im Verlauf einer Druckstufe durchgeführten Durchflußmessungen ergaben. Unter den k -Werten ist die Zeit in Tagen eingetragen, während der der Wasserdruck konstant gehalten wurde. Der Buchstabe D gibt an, unter welcher Druckstufe bzw. bei welchem Druckgefälle i der Wasserdurchbruch erfolgte. Links davon sind die Wasserzahlen nach Atterberg und Ohde aufgetragen. Diese Ergebnisse zeigen eindeutig, daß die Gefahr eines Wasserdurchbruchs nicht nur mit steigender Feinkörnigkeit des Filtermaterials sinkt, sondern auch mit größer werdenden Plastizitätszahlen bzw. Bild-

samkeitsindizes der Dichtungserdstoffe. Beispielsweise ergaben die Versuche mit dem Feinkiesfilter, der für die hier verwendeten Dichtungserdstoffe bei weitem nicht den Filterregeln entspricht, daß der Wasserdurchbruch für den Schluß bereits im Verlauf der ersten Druckstufe von 0,5 at eintrat, während er beim bindigerem Lehm erst bei 3,0 at erfolgte. Der entsprechende Versuch mit dem Ton ist noch nicht beendet. Er läuft bereits weit über 100 Tage unter einem Wasserdruck von 4,0 at, d.h. mit einem Druckgefälle von $i = 667$.

Offenbar ist es so, daß sich an der Unterseite der Dichtungsschicht aus tonhaltigem, kohäsiven Erdstoff bei hohem Druckgefälle nicht Einzelkörner, sondern je nach dem Grad der Kohäsion mehr oder weniger große Erdstoffteilchen lösen. Um den Abtransport solcher Teilchen zu verhindern, genügt aber ein wesentlich gröberes Filtermaterial als dies die derzeitigen Filterregeln fordern.

Selbstverständlich genügen diese wenigen Versuchsergebnisse nicht, um daraus neue Filterregeln ableiten zu können. Sie zeigen jedoch, daß auf diesem Gebiet die Forschung noch nicht als abgeschlossen betrachtet werden kann, sondern unbedingt weiter voran getrieben werden sollte. Gelingt es, Filterregeln aufzustellen, die die Kohäsion der Dichtungserdstoffe berücksichtigen, so dürfte in vielen Fällen eine wirtschaftlichere Querschnittsgestaltung der Staudämme möglich sein, als diese nach den bisherigen Regeln möglich ist.

Literaturverzeichnis

- (1) Teozaghi - Peck: "Soil Mechanics in Engineering Practice" 1948
- (2) Post - Londe "Les barrages en terre compactée" 1953
- (3) Sichardt: "Kies- und Sandfilter des Grund- und Wasserbaus", Die Bautechnik 29 (1952) 3
- (4) Mallet - Pacquant: "Les barrages en Terre" 1951
- (5) Kratovil: "Vondí nádrže a prehrady" Prag 1951
- (6) Davidenkoff: "De la composition des filtres dans les barrages en terre"
Cinquième Congrès des Grands Barrages, Paris 1955, Rapport 25
- (7) Ohde: Hütte, Bd. III, 10. Abschnitt, Kap. II
"Grundbaumechanik"

3/ 624. 131.4
: 631. 85

Baugrundmechanische
Bodeneigenschaften
: Phosphorsäure -
düngemittel

Die baugrundmechanischen Eigenschaften
des Kola-Apatits und sein Verhalten als
Schüttgut im Silo

Dipl.-Ing. Horst Seiffert

Inhalt

1. Einleitung
2. Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen
3. Durchführung und Ergebnisse der Untersuchungen
 - 3.1. Baugrundmechanische Kennwerte und erdstatistische Berechnungswerte
 - 3.1.1 Kornverteilung und Benennung
 - 3.1.2 Reinwichte, Rohwichte, Porenzahl, Lagerungsdichte
 - 3.1.3 Reibungswinkel
 - 3.1.4 Verdichtungszahlen
 - 3.1.5 Seitendruckbeiwerte
 - 3.2. Das Verhalten von Kola-Apatit als Schüttgut im Silo
 - 3.2.1 Allgemeines
 - 3.2.2 Einfache Modellversuche im Labor
 - 3.2.3 Versuche in einem Silo
 - 3.2.4 Schlußfolgerungen
4. Zusammenfassung

1. Einleitung

In den letzten Jahren hat die Einfuhr von Kola-Apatit (KA), einem Phosphat-Rohstoff, der hauptsächlich in der Landwirtschaft als Düngemittel aber auch als Grundstoff in der chemischen Industrie benötigt wird, einen immer größeren Umfang angenommen. Kola-Apatit wird in natürlichen Vorkommen auf der an der Nordküste der Sowjetunion gelegenen Halbinsel Kola gewonnen und als Massengut in viele Länder der Welt exportiert. Der zunehmende Bedarf an Kola-Apatit in der DDR erfordert zahlreiche bauliche Maßnahmen, von denen viele dem Umschlag und der Lagerung dieses Massengutes dienen. Bisher wurde KA hauptsächlich offen in überdachten Bunkern gelagert, die eine verhältnismäßig große Fläche in Anspruch nehmen und die Automatisierung des Umschlages nur in beschränktem Maße ermöglichen. Aus diesen Gründen ist für die Zukunft auch eine Lagerung in Großraumsilos vorgesehen.

Die mit den baulichen Maßnahmen im Zusammenhang stehenden Probleme der Berechnung der Konstruktionen und der betriebstechnischen Belange erforderten eine Untersuchung der baugrundmechanischen Eigenschaften von KA und seines Verhaltens als Schüttgut im Silo. Diese Untersuchungen wurden von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Abteilung Grundbau (FAS) bereits vor einiger Zeit durchgeführt. Da das Interesse der Projektierungsbetriebe an den Untersuchungen des verhältnismäßig speziellen Rohstoffes in letzter Zeit immer häufiger zum Ausdruck kam und da in der Literatur über seine baugrundmechanischen Eigenschaften nichts bekannt ist, werden einige Ergebnisse in diesem Beitrag mitgeteilt.

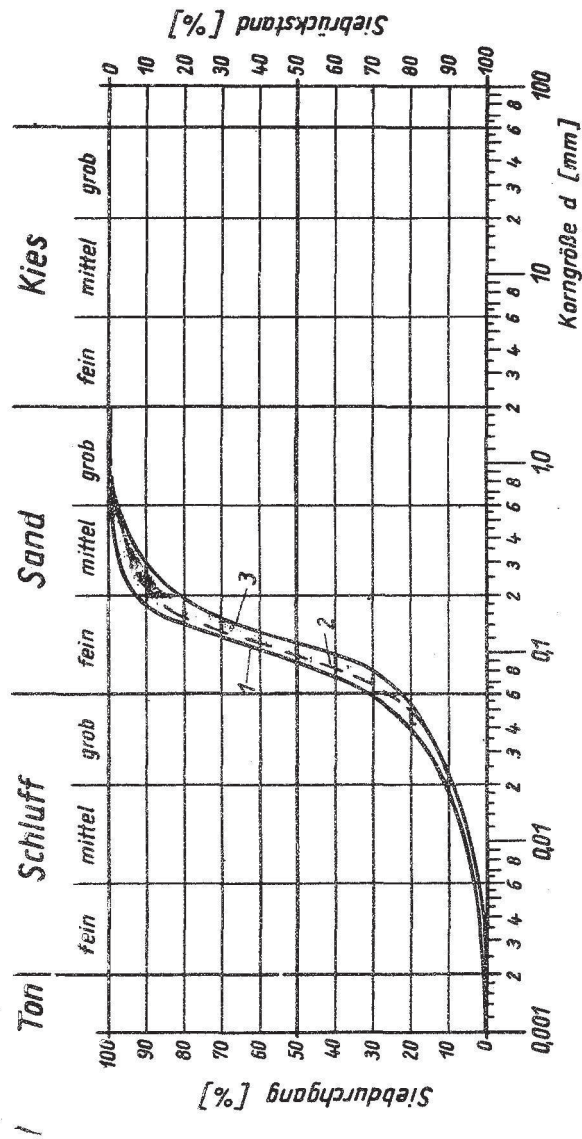
2. Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen

Die Untersuchungen der baugrundmechanischen Eigenschaften des Kola-Apatits (KA) und seines Verhaltens als Schüttgut in einem Silo wurden durch die Projektierung von Großraumsilo-Anlagen mit Zellen von 30 m Höhe bei einem Durchmesser von 16 m veranlaßt. Ihre Ergebnisse sollen gleichzeitig als Projektierungsgrundlage für ähnliche im Zusammenhang mit KA zu errichtenden Bauwerke dienen. Da über dieses Rohstoffmaterial nur einige geschätzte Berechnungswerte und über sein Verhalten in einem Silo keine Erfahrungen vorlagen, erstreckten sich im Interesse einer baldmöglichen Aufnahme der Projektierung die durchgeführten Untersuchungen zunächst nur auf die Beantwortung der notwendigsten Fragen. Deshalb ist es erforderlich, sie recht bald durch weitere Untersuchungen zu ergänzen.

Ausgehend von den konstruktiven Abmessungen der geplanten Silos und von der zu erwartenden Konsistenz des KA wurden bei den nachstehenden Untersuchungen der Einfluß der bis zu max. 28,0 m projektierten Schüttguttiefen und die möglichen Wassergehalte $W = 0,0, 0,6, 1,3, 2,0 \%$ berücksichtigt.

Zunächst wurden durch die in der FAS üblichen baugrundmechanischen Laborversuche folgende Kenn- und Berechnungswerte des KA ermittelt: Kornverteilung, Reinwichte, Rohwichte, Porenzahl, Lagerungsdichte, innerer Reibungswinkel, Wandreibungswinkel auf Beton und Stahl, Verdichtungszahl, Seitendruckbeiwert. Ferner sind noch einige für die Projektierung der Großraumsilos besonders interessierende Fragen durch Modellversuche im Laboratorium und durch Versuche an einem bestehenden Silobauwerk behandelt worden. Hierzu gehören: das Verhalten des KA unter den Beanspruchungen der Einfüllung und Lagerung im Silo, besonders hinsichtlich seiner Rieseigenschaften, seiner Kohäsion und der Auslaufverhältnisse sowie evtl. thixotroper Eigenschaften, ferner Angaben über die Höhe und Rohwichte der aus dem Schüttgut wirkenden Belastungssäule auf die Abzugsbänder unter den Siloausläufen. Wenn es auch auf Grund der zeitlichen Voraussetzungen nicht möglich war, für diesen Fragenkomplex in allen Fällen quantitativ eindeutige Ergebnisse zu erzielen, so boten doch die durchgeführten Versuche

Schlamm - und Siebanalyse



Ungleichförmigkeitsgrad : $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

Curve	d_{60} [mm]	d_{10} [mm]	U
(1)	4.05	3.80	1.07
(2)	3.80	3.80	1.00
(3)	4.30	3.80	1.13

Bild 1 Kola-Apatit
Kornverteilung

einen qualitativen Überblick, der Näherungslösungen gestattete.

3. Durchführung und Ergebnisse der Untersuchungen

3.1. Baugrundmechanische Kennwerte und erdstatische Berechnungswerte

3.1.1 Kornverteilung und Benennung

Das Rohstoffmaterial KA erscheint als hellgrauer meist kohäsionsloser gleichförmiger etwas pulvriger rolliger Erdstoff. Bei Zunahme der Feuchtigkeit, etwa bei einem Wassergehalt $w = 0,6 \%$, erscheint er je nach der Größe des Wassergehaltes kohäsiv.

Die Kornverteilungen wurden wie bei anderem Erdmaterial durch Sieb- und Schlämmanalysen ermittelt. Von 10 Proben, die aus verschiedenen Lagerplätzen der DDR und aus verschiedenen Lieferungen der Sowjetunion entnommen worden sind, wurden die Kornverteilungen bestimmt. Die Zusammensetzung der Proben ist sehr einheitlich und ihre Verteilungskurven liegen dicht beieinander. Der Bereich, in dem die Kurven streuen, ist in Bild 1 dargestellt. Am häufigsten ergab sich eine Zusammensetzung der Proben nach Kurve 2.

Nach diesen Analysen entspricht KA einem hellgrauen schluffigen Feinsand.

3.1.2 Reinwichte, Rohwichte, Porenzahl, Lagerungsdichte

Die Reinwichte des KA wurden aus insgesamt 16 Versuchen ermittelt. Im Mittel beträgt sie

$$\gamma_s = 3,20 \text{ Mp/m}^3.$$

Sie liegt im Vergleich zu den Reinwichten ähnlicher Erdarten, z.B. Feinsand mit $2,65 \text{ Mp/m}^3$, wesentlich höher.

Als Berechnungsgewicht für KA ist die Rohwichte γ anzusetzen, die von der Lagerungsdichte des Schüttgutes abhängig ist. Im Silo wird die Lagerungsdichte aus der Lagerungshöhe, dem Wasser-

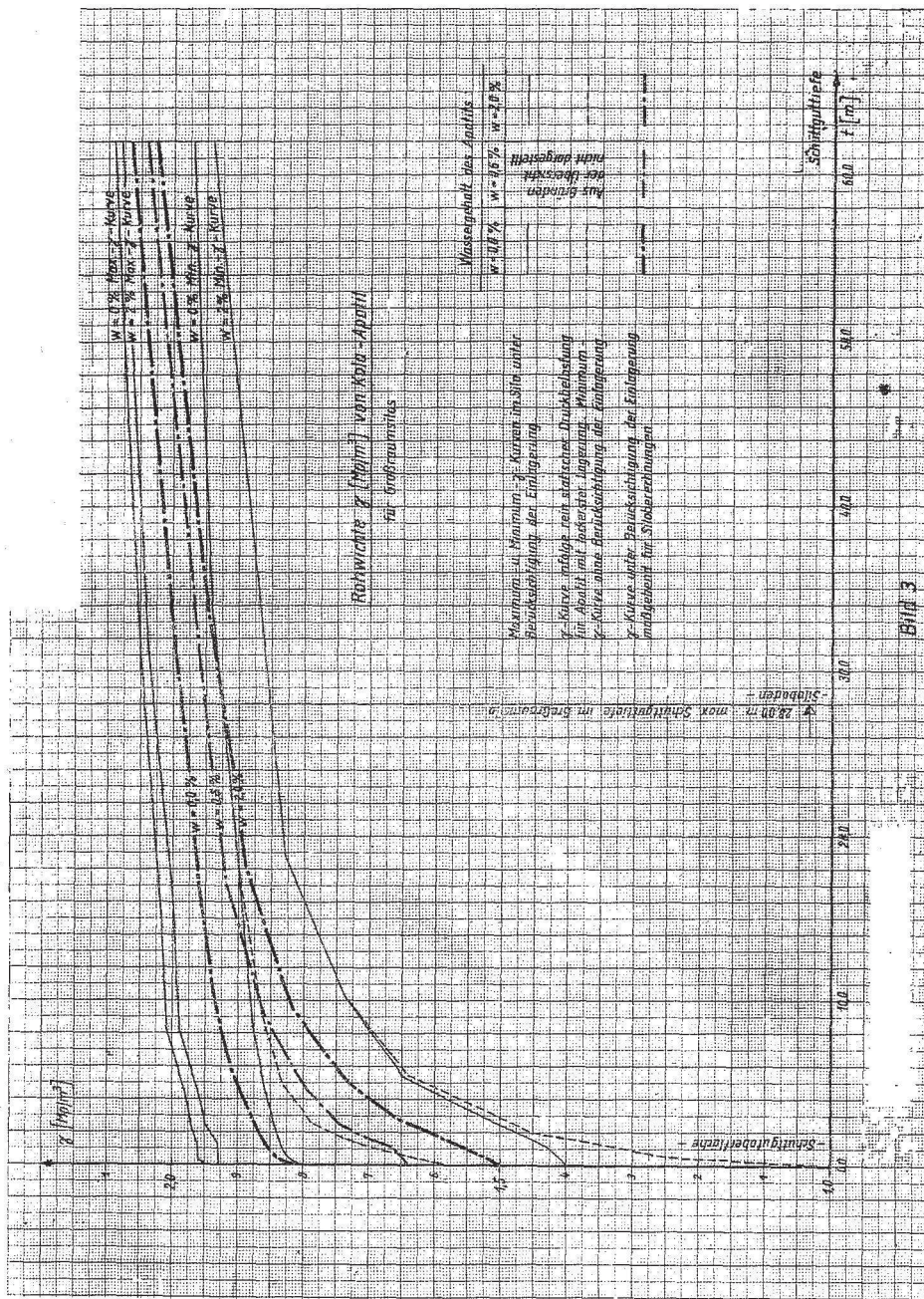
gehalt und der Einfüllungsart des Schüttgutes bestimmt. Sie kann deshalb sehr unterschiedlich sein. Um einen Überblick über die möglichen Grenzen der Lagerungsdichten zu erhalten, wurden labormäßig die lockersten und dichtesten Lagerungen ϵ_0 , ϵ_d und die zugehörigen Rohwichte γ_0 , γ_d für KA mit den Wassergehalten $w = 0,0$, $0,6$, $1,3$, $2,0$ % bestimmt. Aus der Zusammenstellung in Bild 2 geht hervor, daß der Einfluß des Wassergehaltes auf die Rohwichte der lockersten Lagerung, $\gamma_0 = 0,99$ bis $1,59$ Mp/m^3 , wesentlich größer ist, als auf die der dichtesten, $\gamma_d = 2,12$ bis $2,27$ Mp/m^3 .

Bild 2. Kola-Apatit
Lockerste und dichteste Lagerung mit zugehörigen Rohwichten

Wassergehalt w	Lagerung		Rohwichte	
	lockerste ϵ_0	dichteste ϵ_d	γ_0	γ_d
[%]	—	—	[Mp/m^3]	[Mp/m^3]
0,0	1,01	0,41	1,59	2,27
0,6	1,63	0,50	1,22	2,14
1,3	2,08	0,54	1,05	2,10
2,0	2,30	0,54	0,99	2,12

Zur Bestimmung der Rohwichte wurden bei vier verschiedenen Wassergehalten des KA die im Labor üblichen Drucksetzungsversuche durchgeführt. Es wurden zwei Versuchsreihen angesetzt. Bei der einen Reihe sind die Proben mit der lockersten Lagerung in die Druckzylinder eingebaut worden und bei der anderen Reihe wurden sie mit der Lagerungsdichte eingebaut, die sich auf Grund von Ergebnissen aus einem Großversuch in einem Silo unter Berücksichtigung des Impaktes ergaben. Unter Impakt versteht man die Verdichtungswirkung des bei der Beschickung der Silozellen frei herabfallenden Schüttgutes. Die Belastung der Proben erfolgte stufenweise bis max. $12,8$ kp/cm^2 . Bei Annahme einer Rohwichte von $\gamma = 2,0$ Mp/m^3 entspricht die gewählte max. Belastung einer Lagerungshöhe im Silo von 64 m, die weit höher ist als die vorgesehene Höhe von 28 m. Die große Überhöhung wurde gewählt, um evtl. zusätzliche dynamische Verdichtungswirkungen einschätzen und die Ergebnisse auch für zukünftige höhere Silos verwenden zu können.

Als Ergebnis dieser Untersuchungen sind die Rohwichte in Abhängigkeit von den Schüttguttiefen in Bild 3 dargestellt. Eine Beziehung zwischen Schüttguttiefe und Lagerungsdichte findet man



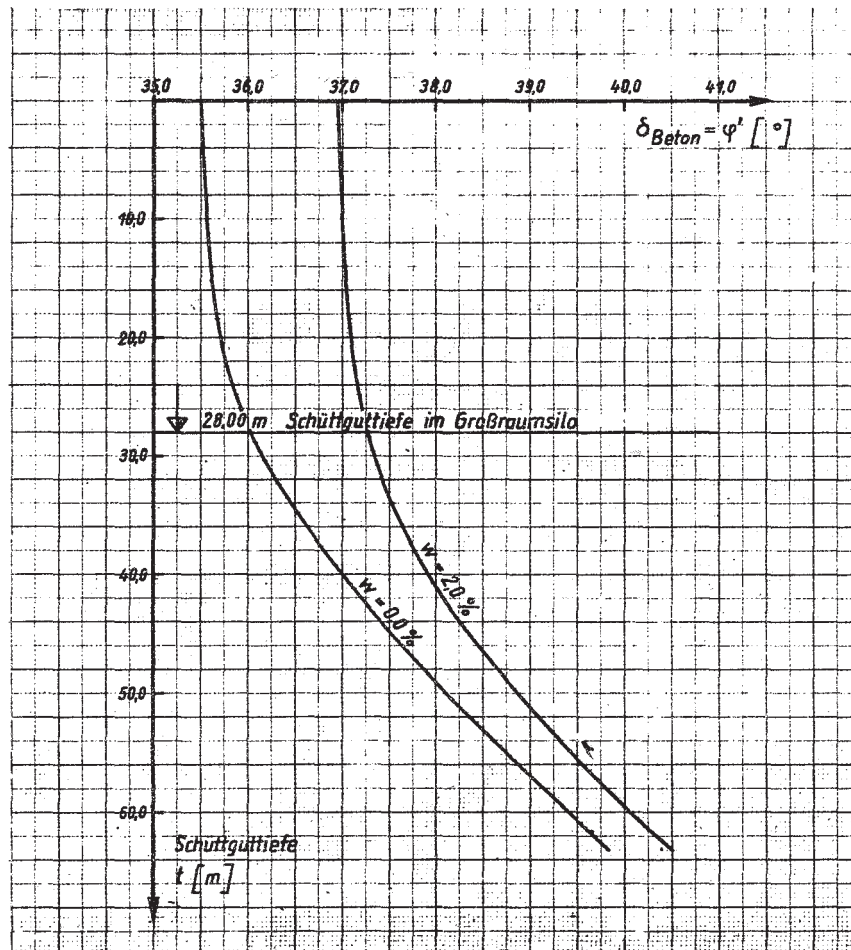


Bild 4. Winkel der inneren Reibung φ'
Wandreibungswinkel Apatit/Beton δ_{Beton}
 $\delta_{\text{Beton}} = \varphi'$

mit Hilfe der Porenzahl ε auf Bild 4. Da für die Siloberechnungen hauptsächlich die extremen Rohwichten von Bedeutung sind, enthält Bild 3 die γ -Werte für KA mit $w = 0,0$ und $2,0$ %.

Die für die Berechnung maßgebende Rohwichte-Kurve für $w = 0,6$ % wurde ebenfalls aufgetragen, da dieser Wert in der Praxis der am häufigsten auftretende durchschnittliche Wassergehalt des Schüttgutes sein wird.

Die Max.- γ -Kurven stellen sich in dem Bereich ein, wo das Schüttgut infolge der Einfüllung in den Silo in fast kompakter Form auftritt. Außerhalb dieses Bereiches ergeben sich in der Nähe der Silowand die Min.- γ -Kurven. Die gestrichelten Linien stellen die Ergebnisse aus den Drucksetzungsversuchen ohne Berücksichtigung der Einlagerung des KA in den Silo dar, d.h., die Proben wurden mit lockerster Lagerung in den Druckzylinder eingebaut. Bei höherer Belastung stimmen diese Kurven mit den Min.- γ -Kurven überein und entsprechen den niedrigsten Rohwichten.

Die maßgebenden γ -Kurven (stark strichpunktierte Linien, Bild 3) für die Siloberechnungen sind nach folgenden Gesichtspunkten ermittelt worden: Bei den Silokonstruktionen werden innen Streubalken vorgesehen, die verhindern sollen, daß das eingefüllte Schüttgut in vollem Umfang in kompakter Masse verdichtend wirkt. Zum anderen wurde berücksichtigt, daß die verdichtende Wirkung des herabfallenden Schüttgutes mit zunehmender Tiefe auch größer wird.

Die Rohwichte für die Berechnung der vorgesehenen Großraumsilos bewegen sich in Abhängigkeit von der Schüttguttiefe in den Grenzen für KA mit

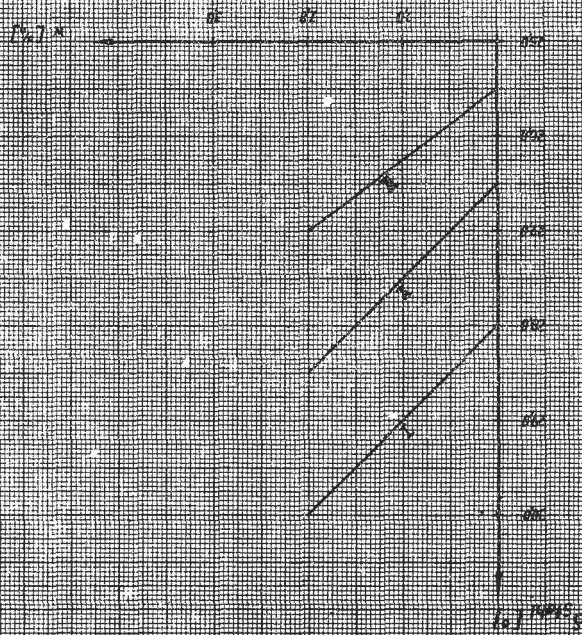
$$\begin{aligned} w = 0,0 \% & : \gamma = 1,82 \text{ bis } 1,99 \text{ Mp/m}^3 \\ w = 2,0 \% & : \gamma = 1,50 \text{ bis } 1,92 \text{ Mp/m}^3. \end{aligned}$$

Obwohl die Ermittlungen der Rohwichten auf die Verhältnisse der geplanten Silos mit $h = 30$ m und einem $\phi = 16$ m abgestimmt sind, können die Max.- und Min.- γ -Kurven auch auf andere Apatit-Silos und Bauwerke mit ähnlichem Charakter angewendet werden, wenn die entsprechenden Verhältnisse der Einlagerung oder der Überschüttung richtig eingeschätzt werden.

3.1.3 Reibungswinkel

Winkel der inneren Reibung

Die Winkel der inneren Reibung φ' wurden mit einem in der FAS üblichen Kreisringschergerät bestimmt. Da die Unterschiede der



Wandstärkeverhältnis δ zwischen Stahl und Beton

im Längsbereich

- I = Stahlbeton mit großer Wandstärke
- II = Stahlbeton mit kleiner Wandstärke
- III = Stahlbeton mit sehr kleiner Wandstärke

Reibungswinkel für die vorgesehenen einzelnen Wassergehalte der KA-Proben zu gering waren, wurden die Versuche nur für $w = 0,0$ und $2,0\%$ durchgeführt. Auf Bild 4 sind die Winkel der inneren Reibung φ' in Abhängigkeit von der Schüttguttiefe aufgetragen. Danach betragen sie für die vorgesehenen Silos mit einer max. Schüttguttiefe von 28,0 m bei

$$\begin{aligned} w = 0,0\% & : \varphi' = 35,5^\circ \text{ bis } 36,0^\circ \\ w = 2,0\% & : \varphi' = 37,0^\circ \text{ bis } 37,5^\circ. \end{aligned}$$

Wandreibungswinkel von Kola-Apatit auf Beton

Die Wandreibungswinkel σ wurden in einem Kreisringschergerät mit eingebautem Betonring bestimmt. Die Oberfläche des Betons ist analog zu den Vorgängen auf der Baustelle mit Zementmilch abgerieben worden. Es ergaben sich dieselben Winkel wie bei den Versuchen für die Winkel der inneren Reibung, so daß für $\sigma_{\text{Beton}} = \varphi'$ gilt, Bild 4. Die Ursache hierfür liegt in der Feinkörnigkeit des KA gegenüber der Rauigkeit der Betonoberfläche.

Wandreibungswinkel von Kola-Apatit auf Stahl

Der Wandreibungswinkel von KA auf Stahl wurde durch Versuche im Kreisringschergerät mit eingebauten Stahlringen und durch Rutschversuche auf geneigten Flächen für eine mitteldichte Lagerung bestimmt, ähnlich wie sie für KA auf Förderbändern zu erwarten ist, Bild 5. Stahlringe und Rutschflächen erhielten drei verschiedene Oberflächenrauigkeiten wie bei einem gewalzten Stahlblech. Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit des Wassergehaltes für diese drei Oberflächenrauigkeiten angegeben und betragen für

$$\begin{aligned} w = 0,0\% & : \sigma_{\text{Stahl}} = 25,5^\circ \text{ bis } 28,0^\circ \\ w = 2,0\% & : \sigma_{\text{Stahl}} = 27,0^\circ \text{ bis } 30,0^\circ \end{aligned}$$

3.1.4 Verdichtungszahlen

Für die Berechnung von Silobauwerken sind die Verdichtungszahlen $V = v \cdot p^w$ kp/cm^2 des KA nicht unbedingt notwendig. Da die Verdichtungszahlen das Setzungsverhalten des KA charakterisieren und bei den im Abschnitt 3.1.2 genannten Drucksetzungsversuchen zur Bestimmung der Rohwichten sich gleichzeitig mit ergeben haben, sind sie in Bild 6 zusammengestellt worden. Sie betragen je nach Lagerungsdichte für die einzelnen Wassergehalte

$$\begin{aligned} w = 0,0\% & : E_v = 34p \text{ bis } 89p^{0,6} \text{ (kp/cm}^2\text{)} \\ w = 2,0\% & : E_v = 12p^{1,2} \text{ bis } 22p \text{ (kp/cm}^2\text{)} \\ & \text{(lockere bis dichte Lagerung)} \end{aligned}$$

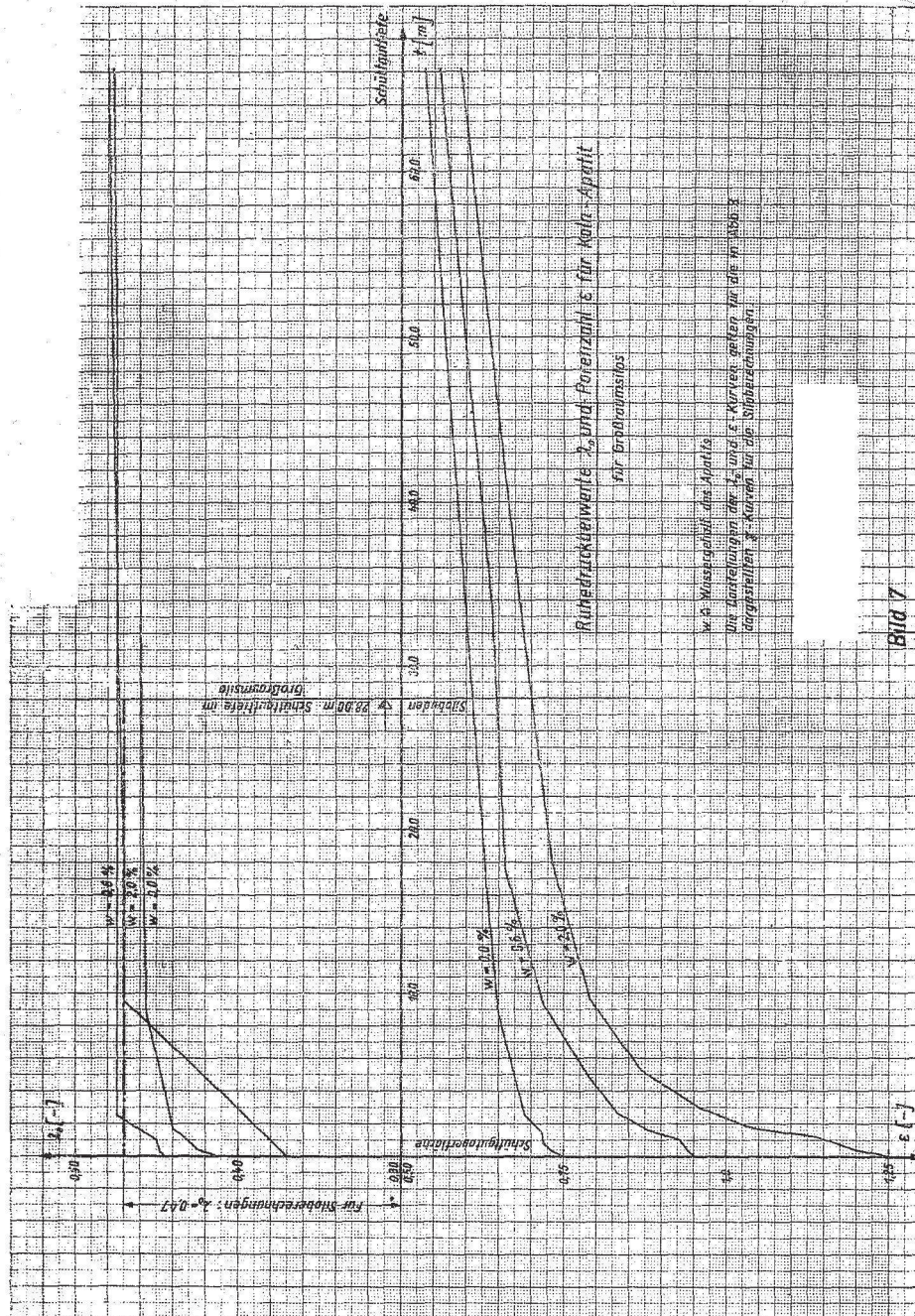
Die Unterschiede der Verdichtungszahlen zwischen den beiden extremen Wassergehalten sind bei dem KA-Material auffallend groß.

w	ε	$D_r = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon_0 - \varepsilon_d}$	$E_v = v \cdot p^w$
[%]	[1]	[1]	[kp/cm ²]
0,0	0,65	0,60	89 p ^{0,6}
	0,87	0,23	36 p
	1,04	0,0	34 p
0,6	0,8	0,73	31 p
	1,4	0,22	21 p
	1,6	0,02	18 p
1,3	1,7	0,25	13 p ^{1,3}
	2,0	0,05	15 p ^{1,4}
2,0	1,4	0,51	18 p
	1,0	0,74	16 p
	2,3	0,0	13 p ^{1,2}

Bild 6. Kola-Apatit
Verdichtungszahlen

3.1.5 Seitendruckbeiwerte

Im Triaxialgerät wurden die Seitendruckbeiwerte für den Ruhedruck des KA mit $w = 0,0, 0,6, 1,3, 2,0$ % bestimmt. Für den Ruhedruck wird bekanntlich vorausgesetzt, daß die entsprechende Stützwand unverschieblich und starr ist, was bei einer zylindrischen Silowand angenommen werden kann. Der Ruhedruckbeiwert λ_0 drückt das Verhältnis der horizontalen Spannung σ'_H zur lotrechten Spannung σ'_Z in der entsprechenden Tiefe aus. $\lambda_0 = \sigma'_H : \sigma'_Z$. Mit diesem λ_0 -Wert können die Seitendrucke in einem Silo nicht direkt berechnet werden, sondern nur in Verbindung mit Formeln,



Richtwerte für λ_0 und Porenzahl e für Kalk-Asphalt
für Brodrumlos

W. 2. Wassergehalt des Asphalts
Die Verteilungen der λ_0 und e -Kurven, geben für die in Abb. 3
dargestellten λ_0 -Kurven für die Stöberechnungen.

die die Reibungsfunktionen an der Silowand erfassen. (Rütte, Band III)

Auf Bild 7 sind die Versuchsergebnisse ausgewertet. Für die KA-Proben mit $w = 0,0, 0,6, 2,0 \%$ ($w = 1,3 \%$ ist der Übersicht wegen nicht aufgetragen) wurden die Ruhedruckbeiwerte in Abhängigkeit von der Schüttguttiefe und den Porenzahlen aufgetragen. Die dargestellten Kurven gelten wegen der gleichen Voraussetzungen für die Rohwichte-Kurven, die maßgebend für die Siloberechnungen sind, Bild 3.

Die λ_0 -Kurven zeigen keinen großen Einfluß der einzelnen Wassergehalte. In Schüttguttiefen über 10,0 m bleiben die λ_0 -Werte fast konstant, wogegen sie in geringeren Tiefen infolge des Einflusses der Kohäsion abnehmen. Da die Kohäsion konstant bleibt, tritt ihr Einfluß mit zunehmender Belastung immer mehr zurück. Für die statischen Berechnungen der vorgesehenen Silos mit einer Schüttguttiefe bis max. 28,0 m kann mit einem einheitlichen Ruhedruckbeiwert

$$\lambda_0 = 0,47$$

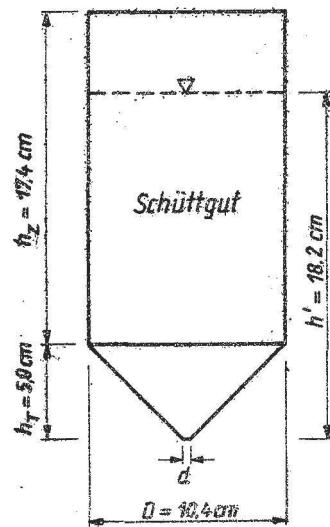
gerechnet werden.

3.2. Das Verhalten von Kola-Apatit als Schüttgut im Silo

3.2.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden einige für die Projektierung der Silos interessierende Fragen von der baugrundmechanischen Seite her behandelt, die sich vor allem auf die betriebstechnischen Belange erstrecken. Ein Teil der Ergebnisse dieser Untersuchungen bildete eine wichtige Grundlage für die im Abschnitt 3.1. durchgeführten Ermittlungen der erdstatischen Berechnungswerte.

Das Verhalten des KA unter den Beanspruchungen der Einfüllung und Lagerung im Silo, besonders hinsichtlich der Rieseigenschaften, der Kohäsion, der Auslaufverhältnisse sowie evtl. thixotroper Eigenschaften und der Lagerungsdichten sollte untersucht werden. Ferner sollten Angaben über Höhe und Rohwichte der aus dem Schüttgut wirkenden Belastungssäule auf die Abzugsbänder unter den Siloausläufen gemacht werden. Aus zeitlichen Gründen sollten zunächst einfache Modellversuche im Laboratorium und Versuche in einem bestehenden Silo mit KA einen qualitativen Überblick geben. Dieser Überblick soll es ermöglichen, die genannten Probleme zu beurteilen. Evtl. kann dann eine quantitative Einschätzung gege-



$$\vartheta_M = \frac{h'}{D} = \frac{18,2 \text{ cm}}{10,4 \text{ cm}} = 1,75$$

$$\varphi = \frac{D}{d} = 3 \text{ bis } 7$$

Bild 8. Maße des Silomodells

ben werden, die mit hinreichender Sicherheit als Projektierungsgrundlage gelten kann.

3.2.2 Einfache Modellversuche im Labor

Um einen qualitativen Überblick über das Verhalten von KA im Silo zu bekommen, wurden einfache Versuche mit einem Silomodell im Labor durchgeführt. Abmessungen des Modells sind in Bild 8 enthalten.

Entsprechend dem geplanten Großraumsilo mit einem Durchmesser $D = 16,0 \text{ m}$ und einer max. Schüttguttiefe oder Füllhöhe $h' = 28,0 \text{ m}$ und einem Verhältnis $\psi_s = h'/D = 28 \text{ m}/16 \text{ m} = 1,75$ wurde für das Silomodell das gleiche Verhältnis $\psi_M = 18,2 \text{ cm}/10,4 \text{ cm} = 1,75$ gewählt. Der zylindrische Teil des Modells bestand aus Kunststoff und der trichterförmige aus Aluminium. Die Versuche wurden mit verschiedenen Auslauföffnungen d , d.h., mit verschiedenen Verhältnissen $\beta = D/d$ und mit verschiedenen Feuchtigkeitsgehalten des KA durchgeführt. Außerdem wurde bei einigen Versuchen der Auslauftrichter entfernt und der Silo durch eine Scheibe mit einer Auslauföffnung verschlossen. Bei einigen Versuchen wurde das Füllgut im Silomodell zusätzlich an seiner Oberfläche belastet. Die zusätzliche Belastung betrug $2,5$ bzw. $5,0 \text{ kp}$ und wurde so aufgebracht, daß sie den gesamten Siloquerschnitt nahezu gleichmäßig beanspruchte.

Das KA-Material wurde mit den Wassergehalten $w = 0,0, 0,6, 1,3, 2,0 \%$ locker in das Silomodell eingefüllt. Dann wurden mit bzw. ohne zusätzliche Belastung für verschiedene Verhältnisse $\beta = D/d$ (3 bis 7) Auslaufversuche durchgeführt und die Rieseleigenschaften des KA beobachtet.

Die Ergebnisse dieser einfachen Modellversuche können nicht in vollem Umfang auf die natürlichen Verhältnisse übertragen werden. Das Eigengewicht des Schüttgutes steht nicht im selben Verhältnis zur Scherfestigkeit wie in einem natürlichen Silo. Das wirkt sich besonders dann aus, wenn das KA-Material feucht ist und Kohäsion besitzt. Da die Kohäsion eines Erdmaterials unabhängig vom Druck konstant bleibt, tritt ihr Einfluß auf die Rieseigenschaften des Schüttgutes bei geringen Belastungen, d.h., bei geringen Füllhöhen wie sie im Silomodell vorhanden waren, besonders stark in Erscheinung. Bei feuchtem KA werden die Modellergebnisse durch diese Erscheinungen verfälscht. Die Auslaufverhältnisse in der

Natur liegen deshalb günstiger, Abschnitt 3.2.3.

Trotzdem sollen einige Erkenntnisse aus diesen Versuchen hier dargestellt werden. Trockenes KA-Material ist bei einem Silo-Auslaufverhältnis $\gamma = 3$ bis 7 ohne bzw. mit nur geringer äußerer Beeinflussung durch leichtes Anschlagen rieselfähig. Nachdem sich zunächst eine Auslaufssäule bis zur Oberfläche des Schüttgutes ausgebildet hat, läuft das Material von oben nach bis das Modell völlig leer ist. Feuchter KA mit $w = 2,0\%$ kann bei den vorliegenden Verhältnissen nur als schwer rieselfähig angesehen werden und bedarf intensiver Rüttelschläge von außen, um aus dem Silo zu rieseln. Hierbei zeigte sich deutlich, daß mit zunehmender Belastung und intensiven Rüttelschlägen eine größere Verdichtung und eine größere Neigung zur Brückenbildung herbeigeführt wird.

Die Ausbildung des Auslauftrichters beeinflusst die Brückenbildung des feuchten KA erheblich, während sie bei trockenem KA keinen Einfluß hat. KA mit $w = 1,3\%$ verhält sich ähnlich wie KA mit einem Wassergehalt $w = 2,0\%$, wogegen das Verhalten von KA mit $w = 0,6\%$ dem eines trockenen Materials entspricht.

Druckversuche

Wie im Abschnitt 3.1.2 ausgeführt, wurden für KA mit den vier verschiedenen Wassergehalten und verschiedenen Lagerungsdichten entsprechend den üblichen Laborversuchen Drucksetzungsversuche zur Bestimmung der Rohwichten und der Verdichtungszahlen vorgenommen.

Um den zeitlichen Einfluß einer Druckbelastung auf das Verhalten von KA zu prüfen, lief ein Dauerversuch mit einer Belastung $p = 10 \text{ kp/cm}^2$ über eine Zeit von 3 Monaten. Der Feuchtigkeitsgehalt der Probe betrug $w = 2,0\%$. Die Probe hatte eine Höhe von 17,0 cm und einen Durchmesser von 10,0 cm. Bei etwa $1/6$ der Höhe war ein Loch mit einem Durchmesser von 1,5 cm zur seitlichen Entnahme von Proben vorgesehen. Die Entnahmeöffnung ermöglichte eine horizontale zylindrische Aushöhlung der Probe, die bis 6 cm tief erfolgte. Die zylindrische Öffnung blieb während der ganzen Versuchsdauer unverändert.

Bei verschiedenen Drucksetzungsversuchen wurden auch häufige Lastwechsel mit plötzlichen Be- und Entlastungen vorgenommen. Bei allen Versuchen ergab sich, daß KA durch eine Druckbeanspruchung seine Konsistenz praktisch beibehält, seine Kohäsion nimmt nicht zu, er verflüssigt sich nicht und weist keine thixotropen Eigenschaften auf, sondern verdichtet sich nur sehr stark. Die Ver-

dichtungsfähigkeit wird mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt bis $w \leq 2\%$ erheblich größer.

Nach der Entlastung zeigte sich eine bleibende Haftfestigkeit. Die aus dem Druckgerät ausgebaute Probe zerfällt nicht selbständig. Diese Verbindung wird durch Oberflächenspannungen hervorgerufen, die sowohl zwischen den Festkörnern als auch zwischen Festkorn und Wasser wirksam werden. KA verliert deshalb bei einer großen Druckbelastung seine Rieseigenschaften, die jedoch durch leichte mechanische Beanspruchungen wie Kratzen und Schaben unverändert wieder zu erreichen sind. Die verfestigten Proben kann man leicht zerdrücken. Auch eine stark verfestigte KA-Probe mit $w = 2,0\%$ zerfällt nach der Entlastung schon bei geringem Anstoß und besitzt dann wieder ihre ursprünglichen Rieseigenschaften.

Proben, die nach der Druckbeanspruchung in Wasser gelegt werden, verlieren sofort ihre Haftfestigkeit und fließen auseinander. Dies ist auch ein Zeichen dafür, daß KA durch Druckbeanspruchung nicht bindig wird. Werden die feuchten Proben nach dem Druckversuch getrocknet, so erhalten sie ihre ursprünglichen Rieseigenschaften unverändert zurück.

3.2.3 Versuche in einem Silo

Vom Projektanten wurde ein in Betrieb befindlicher Silo (Zylinderhöhe = 22,0 m, $\varnothing = 7,5$ m, Trichterhöhe = 4,0 m) versuchsweise mit KA beschickt und entleert, um sein Verhalten unter natürlichen Bedingungen zu studieren. Von der FAS wurden diese Versuche von der baugrundmechanischen Seite her ausgewertet.

Zunächst wurde das Verhalten des KA-Materials bei der Einfüllung untersucht. Hierbei konnte der Einfluß der dynamischen Beanspruchung infolge des aus rd. 27,0 m Höhe frei herabfallenden Schüttgutes beobachtet werden. Es wurde dabei festgestellt, daß das herabfallende Material durch den Aufprall sich selbst nicht zusammenballt, sondern locker abrutscht. Eine Verdichtung infolge des herabfallenden Materials hatte sich nur auf das bereits abgelagerte Schüttgut ausgewirkt. Durch zahlreiche Probenentnahmen konnten Lagerungsdichten, Rohwichten und Wassergehalte sowohl im Zentrum des Schüttkegels als auch an der Silowand bei verschiedenen Schüttguttiefen bestimmt werden. Diese Ergebnisse bildeten die Grundlage für die Ermittlung der Rohwichten des KA unter den Bedingungen der Siloverhältnisse, Abschnitt 3.1.2. Die Wassergehalte des eingefüllten Materials lagen zwischen $w = 0,5$ bis $1,8\%$,

wobei das Mittel etwa bei $w_M = 0,8 \%$ lag.

Aus den Beobachtungen während der Einfüllung und aus den entnommenen Proben ergab sich, daß KA unter diesen Beanspruchungen sich hinsichtlich seiner Rieseigenschaften und Kohäsion genau so verhält, wie unter statischen Belastungen, Abschnitt 3.2.2. KA weist hierbei auch keine thixotropen Eigenschaften auf, d.h. infolge dynamischer und statischer Belastungen stellt sich eine reversible Veränderung des Aggregatzustandes nicht ein.

Bei den Auslaufversuchen aus dem Silo zeigte sich, daß trotz des Wassergehaltes von $w_M = 0,8 \%$ sich eine Auslaufsäule bis zur Oberfläche des Schüttgutes, etwa bis 15,0 m Höhe, ausbildete und von oben im natürlichen Böschungswinkel durch diese Auslaufsäule aus dem Silo floß. Fast das gesamte Schüttgut lief einwandfrei aus. Hierbei wurden die am Silomodell gesammelten Erkenntnisse über das Auslaufverhalten bestätigt. Es zeigte sich, daß unter diesen Bedingungen im Silo der Einfluß der durch die Feuchtigkeit des KA hervorgerufenen Kohäsion kaum in Erscheinung trat. Es lagen wesentlich günstigere Verhältnisse vor als bei den Modellversuchen.

Beim Auslaufen des Schüttgutes wurde auch versucht, mit Hilfe von Meßmarken, die während der Einfüllung verlegt wurden, auf die Auslaufrichter und auf die Höhe der Belastungssäule zu schließen.

Nachdem sich beim KA-Schüttgut eine durchgehende Ausflusssäule ausgebildet hatte, konnte auch eine Annahme über die Rohwichte der Belastungssäule für die vorgesehenen Plattenbänder getroffen werden. Das Schüttgut in der Belastungssäule befand sich in stark aufgelockertem Zustand. Als Berechnungswert kann man hierfür trockenen KA mit folgender Rohwichte annehmen:

$$\gamma = 1,7 \text{ Mp/m}^3$$

Über die Höhe der auf die Plattenbänder wirkenden Belastungssäule konnten keine eindeutigen Ergebnisse erzielt werden. Mit Hilfe der Meßmarken und der Ausflußzeiten konnte grob eingeschätzt werden, daß sie unter 5,0 m liegen wird.

Dieser Wert entspricht etwa dem in der Entwurfspraxis bekannten empirischen Ansatz über die Höhe der Belastungssäule

$$\bar{h} = 1/3 h'.$$

Danach ergibt sich für die Verhältnisse bei dem versuchsweise bis 15,0 m gefüllten Silo eine Belastungshöhe

$$\bar{h} = 1/3 \cdot 15,0 = 5,0 \text{ m.}$$

Auf Grund der vorliegenden Versuchsergebnisse sowohl im Labor

als auch bei dem Versuch im Silo kann eine Berechnung der Höhe der Ausflusssäule, die auf die Plattenbänder wirkt, nach folgender Näherungslösung vorgenommen werden:

Die Belastungshöhe wird aus der Annahme ermittelt, daß die Ausflusssäule des Schüttgutes während des Ausströmens die Reibungswiderstände am seitlichen Schüttgut zu überwinden hat. Hierbei wird ein ungleichmäßiges ruckhaftes Ausströmen infolge innerer Verspannung des Schüttgutes, Gewölbebildung usw. durch einen versuchsmäßig zu bestimmenden Beiwert berücksichtigt. Aus dem Ansatz

$$\bar{h} \cdot F \cdot \gamma = \xi (h' \cdot F \cdot \gamma - \lambda \mu h' \cdot F \cdot \gamma)$$

ergibt sich für die Höhe der Ausflusssäule, die auf die Plattenbänder wirkt:

$$\bar{h} = \xi h' (1 - \lambda \mu)$$

a) für den Versuch im Silo mit KA:

$$\bar{h} = 0,67 \cdot 15,0 (1 - 0,80 \cdot 0,70) = 4,40 \text{ m}$$

b) für die vorgesehenen Großraumsilos mit KA:

$$\bar{h} = 0,67 \cdot 28,0 (1 - 0,80 \cdot 0,70) = 8,25 \text{ m}$$

mit der empirischen Annahme ergibt sich:

$$\bar{h} = 1/3 \cdot 28,0 = 9,33 \text{ m.}$$

Auf Grund der vorliegenden Erkenntnisse liegt man auf der sicheren Seite, wenn für die Höhe der KA-Säule, die als Belastung für die Abzugsbänder anzusetzen ist:

$$\bar{h} = 10,00 \text{ m}$$

angenommen wird.

Erläuterungen zur Nahrungsformel mit Angaben für KA als Schüttgut:

$h' = 28,0 \text{ m}$	Schüttguttiefe im vorgesehenen Großraumsilo (15,0 m im Versuchssilo)
$F \text{ m}^2$	Querschnittsfläche der Ausflusssäule
$\gamma \text{ Mp/m}^3$	Rohwichte der Ausflusssäule
$\xi = 0,67$	Beiwert für ungleichmäßiges, ruckhaftes Ausströmen
$\lambda = 0,80$	Seitendruckbeiwert für aufgelockertes Schüttgut infolge passiver Silowirkung
$\mu = 0,70$	Reibungswert

3.2.4 Schlußfolgerungen

Auf Grund der durchgeführten einfachen Modellversuche im Labor und der Großversuche in einem Silo war es möglich, die für die Projektierung interessierenden Fragen zu klären, die sich vor allem auf die betriebstechnischen Belange des Silobetriebes erstrecken. Es wurde festgestellt, daß KA unter den max. statischen und dynamischen Belastungen wie sie in einem Silo möglich sind, sich mit zunehmendem Wassergehalt stark verdichtet aber sonst seinen ursprünglichen Zustand unverändert beibehält. Mit zunehmendem Wassergehalt bis max. 2 % werden dabei seine Rieseigenschaften herabgesetzt, die aber durch äußeren mechanischen Anstoß wieder zurückgeführt werden können. Man kann annehmen, daß KA bis zu einem Wassergehalt $w = 1,0\%$ ohne jegliche äußere mechanische Hilfe selbst aus dem Silo ausfließt.

Weitere Untersuchungen über die tatsächliche Belastungshöhe der Plattenbänder durch die Ausflußsäule könnten noch zu wirtschaftlicheren Lösungen führen.

4. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurden die baugrundmechanischen Eigenschaften des Kola-Apatits und sein Verhalten als Schüttgut im Silo untersucht. Es wurden die baugrundmechanischen Kennwerte und die erdstatischen Berechnungswerte des KA ermittelt, unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse in einem Silo. Ferner sind einige Probleme geklärt worden, die sich auf die betriebstechnischen Belange erstrecken. Damit wurden für die Projektierung zuverlässige Berechnungswerte dieses speziellen Materials Kola-Apatit geschaffen, die sich nicht nur auf Silobauwerke beschränken, sondern auch auf andere Bauwerke sinngemäß angewendet werden können.

Auf Grund der Untersuchungen wurde festgestellt, daß Kola-Apatit sich für eine Lagerung in Großraumsilos eignet.

531.787.2 : 627.317 Dehnungsmeßstreifen
4) : 624.15 : Grundbau

Untersuchungen über die Anwendung des
Dehnungsmeßstreifen-Verfahrens bei der
Lösung von Aufgaben des Grundbaues

Dipl.-Ing. Ulrich Rohde
Dipl.-Ing. Horst Seiffert

I n h a l t

1. Einleitung
2. Meßverfahren und meßtechnische Probleme
3. Untersuchungen im Laboratorium
 - 3.1 Untersuchungen der Dehnungsmeßstreifen-Anlage
 - 3.2 Maßnahmen zum Schutz der Dehnungsmeßstreifen und ihre Verbindung mit den Meßobjekten
 - 3.2.1 Klebetechnik
 - 3.2.2 Schutz gegen Temperatureinfluß
 - 3.2.3 Schutz gegen Feuchtigkeit
 - 3.2.4 Schutz gegen mechanische Beanspruchung. DMS-Meßelemente und ihre Verbindung mit den Meßobjekten
4. Versuche auf der Baustelle
 - 4.1 Messungen an einer Schiffshebeanlage
 - 4.2 Messungen an Stahlbetonpfählen
5. Zusammenfassung

1. Einleitung

Bei der Ausführung gründungstechnischer Aufgaben ist man in der letzten Zeit immer mehr bestrebt, durch Messungen an Gründungskörpern zu wirtschaftlicheren Lösungen und Bemessungen zu gelangen. Auf Grund der vielseitigen Voraussetzungen, die sich aus dem Zusammenwirken des Bauwerkes mit dem Untergrund ergeben, kann bei dem gegenwärtigen Entwicklungsstand ein großer Teil der gründungstechnischen Berechnungsverfahren nur mit Hilfe von Meßergebnissen weiterentwickelt werden. Im Vergleich zu anderen Gebieten des Bauwesens sind im Erd- und Grundbau bisher nur wenige Messungen durchgeführt worden. Diese Tatsache ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, daß auf diesem Fachgebiet besondere meßtechnische Anforderungen bestehen, die nur zum Teil erfüllt werden können. Außerdem ist die Durchführung derartiger Messungen mit einem hohen Kostenaufwand verbunden.

Von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Abteilung Grundbau, (FAS) wurden deshalb einige Untersuchungen zur Prüfung der Anwendung des seit langem auf vielen Gebieten der Technik bewährten Dehnungsmeßstreifen (DMS)-Verfahrens bei einigen Problemen des Grundbaus vorgenommen. Hierbei sollten die in der FAS bereits vorhandenen Meßgeräte benutzt und ein möglichst geringer Kostenaufwand angestrebt werden. Obwohl die Geräte nicht dem modernsten Entwicklungsstand entsprechen und nicht in allen Fällen zufriedenstellende Ergebnisse erzielt wurden, sollten doch einige Erkenntnisse mitgeteilt werden, um auf verschiedene meßtechnische Probleme aufmerksam zu machen und zu zeigen, daß mit einfachen Mitteln brauchbare Messungen zu erreichen sind.

2. Meßverfahren und meßtechnische Probleme

Die von einem Gründungskörper auf den Untergrund übertragenen Bauwerkslasten können durch Messen der wirksamen Spannungen direkt oder durch Messen von Formänderungen indirekt an den Gründungselementen ermittelt werden. Zur Durchführung dieser Aufgaben sind zahlreiche mechanische, akustische, optische und elektrische Meßverfahren bekannt. Die direkte Messung von wirksamen Spannungen kann z.B. durch geeichte Meßwertgeber, die zwischen Bauwerk und Erdreich angeordnet werden, erfolgen. Bekannt sind die Bodendruckmeßdosen nach dem Prinzip der schwingenden Meßsaite, die sich bei den speziellen meßtechnischen Anforderungen des Erd- und Grundbaues besonders bewährt haben. Von den Verfahren zur Messung von Formänderungen ist das Dehnungsmeßstreifen (DMS)-Verfahren am bekanntesten. Zur Lösung meßtechnischer Aufgaben in der Baupraxis des Erd- und Grundbaues ist es bisher jedoch wenig angewendet worden, obwohl es hinsichtlich seiner Einfachheit und seines geringen Aufwandes sowie der Möglichkeit statische und dynamische Vorgänge zu messen gegenüber anderen Verfahren wesentliche Vorteile aufweist.

Die in der Praxis des Erd- und Grundbaues auftretenden meßtechnischen Probleme werden hauptsächlich durch die baustellen- und witterungsbedingten Einflüsse sowie durch Langzeitmessungen bei ständiger Belastung hervorgerufen. Diese Tatsachen erfordern besondere Maßnahmen zum Schutz der Meßanlagen gegen mechanische Beschädigungen, gegen Feuchtigkeit und Temperatureinflüsse sowie gegen elektrische Störfelder. Außerdem müssen die Meßeigenschaften so stabil sein, daß sie ohne eine Zwischenkorrektur bzw. Zwischeneichung über mehrere Jahre hinweg unveränderlich bleiben. Diese hohen Anforderungen an die Meßanlagen können in der Praxis nur bedingt bzw. nur mit sehr großem Kostenaufwand erfüllt werden. Nach den in der FAS vorliegenden Erfahrungen können für einen Teil der meßtechnischen Aufgaben des Erd- und Grundbaues die Meßdosen nach dem Prinzip der schwingenden Meßsaite und die hydraulischen Ventilgeber diesen Anforderungen weitestgehend gerecht werden, während das unter labormäßigen Bedingungen sehr gut bewährte DMS-Verfahren in der Praxis selten angewendet werden konnte. Gegen einen Einsatz dieser Methode auf den Baustellen

des Grundbaues bestehen zwar keine grundsätzlichen Bedenken, jedoch muß das Verfahren den dargelegten meßtechnischen Problemen angepaßt werden, um brauchbare Messungen zu ermöglichen.

Für die Untersuchungen zur Anwendung des DMS-Verfahrens bei einigen Problemen des Grundbaues stand in der FAS folgende Geräteausrüstung zur Verfügung:

- a) Ein Dehnungsmeßgerät der Technisch-Physikalischen Werkstätten Thalheim, Typ DG 2 und ein dazugehöriges Umschaltgerät DU 2.
- b) Kapazitätsarmes Hochfrequenzmeßkabel des VEB Vacha/Rhön.
- c) Dehnungsmeßstreifen (DMS), Typ WG 31/2, der Technisch-Physikalischen Werkstätten Thalheim ($\sim 300 \text{ Ohm}$, k -Faktor 2,1 bis 2,3)
- d) Klebstoff: Kittifix und Zweikomponentenkleber Placryl.
- e) Ein spannungsregelndes Vorsatzgerät.
- f) Elektronisches Dehnungsmeßgerät Peekel, Type B 103 U, manueller Kompensator.

Die hier verwendeten unter Punkt a) und c) genannten Geräte sind bereits durch neuere Typen ergänzt worden. Zu Punkt a) ist von der gleichen Firma ein verbesserter elektrischer Dehnungsmesser D 3 bzw. 4 D 3 entwickelt worden. Zu Punkt c) sind vom VEB Schwingungstechnik und Akustik, Dresden, Halbleiter-Dehnungsmeßstreifen und vom VEB Gasturbinenbau, Pirna, Folien-Dehnungsmeßstreifen im Handel. Die neueren Geräte besitzen eine etwas bessere Stabilität der Meßeigenschaften und eine größere Anzeigengenauigkeit. Die bei den Untersuchungen der FAS gesammelten Erkenntnisse können analog für die neueren Geräte angewendet werden.

Da das DMS-Verfahren mit den hiergenannten Geräten in der Literatur und in den Prospekten der Herstellerfirmen ausführlich beschrieben ist, folgen hierzu nur einige allgemeine Ausführungen. Beim DMS-Verfahren wird die Wirkung der Belastung eines Bauteiles, dessen elastische Eigenschaften bekannt sind, indirekt über die Dehnungen gemessen. Als Meßelemente werden DMS verwendet, bei denen ein Widerstandsdraht zwischen dünnen Isolierfolien eingebettet ist. Nach dem Aufbringen des DMS auf das Meßobjekt wird der Draht durch Längenänderung gestaucht oder gedehnt und ändert dabei seinen Widerstand. Das Verhältnis zwischen relativer Widerstands- und relativer Dehnungsänderung wird als k -Faktor bezeichnet. Die Widerstandsänderungen werden über eine Wheatstonsche Brückenschaltung und eine entsprechende Verstärkung zur Anzeige gebracht. Bei statisch-dynamischen Vorgängen wird die Methode der Trägerfrequenz-

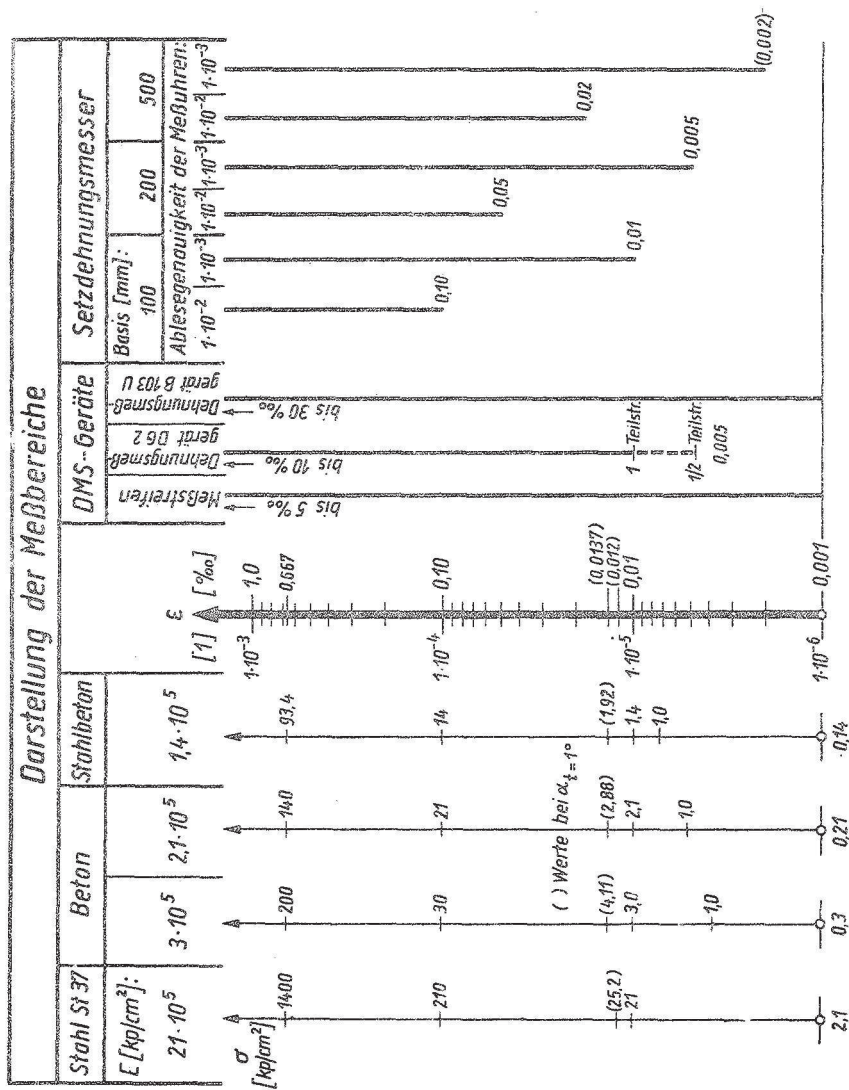


Bild 1.

verstärkung (Ausschlagverfahren) verwendet, nach denen auch die unter Punkt a) genannten Geräte arbeiten. Für rein statische Vorgänge benutzt man in neuerer Zeit die Kompensationsmethode (Nullverfahren) mit 2 Meßbrücken (Punkt f). Aus einer gemessenen relativen Widerstandsänderung $\Delta R/R$ des Meßstreifens und seinem k-Faktor ergibt sich dann mit dem bekannten Elastizitätsmodul E des Bauteiles die wirksame Spannung σ wie folgt:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E = \frac{\Delta R/R}{k} \cdot E \text{ [kp/cm}^2\text{]}$$

Mit den genannten Geräten ist es möglich, Formänderungen im Bereich von

$$\varepsilon = 1 \cdot 10^{-6} \text{ bis } 5 \cdot 10^{-3}$$

zu messen. Dieser Meßbereich ist für die Anforderungen im Erd- und Grundbau völlig ausreichend.

Auf Bild 1 sind die Meßbereiche einiger Dehnungsmeßgeräte aufgetragen und unter Annahme des Hooke'schen Gesetzes den Spannungen von Stahl mit $E = 21 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$ und Beton mit $E = 3 \cdot 10^5, 2,1 \cdot 10^5, 1,4 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$ gegenübergestellt worden. Hiernach kann z.B. ein DMS Dehnungen ab $\varepsilon = 1 \cdot 10^{-6}$ (0,001‰) angeben, während das Meßgerät DG 2 erst ab $\varepsilon = 5 \cdot 10^{-6}$ und ein Setzdehnungsmesser z.B. mit 500 mm Meßbasis und einer Meßuhr mit der Ablesegenauigkeit 1/1000 mm schon ab $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-6}$ Dehnungen erfassen kann. Der Anfang des Meßbereiches vom DMS und vom manuellen Kompensator B 103 U stimmen überein. Diese Meßgenauigkeiten sind im allgemeinen in der Bau- praxis ausreichend, besonders wenn man bedenkt, daß schon durch eine Temperaturzunahme von nur 1°C bei Stahl eine Dehnung von $\alpha_{t=1^\circ} = 1,2 \cdot 10^{-5}$ hervorgerufen wird. Zur Veranschaulichung sind im Bild 1 die zu $\alpha_{t=1^\circ}$ gehörenden Spannungsänderungen eingetragen. Sie betragen bei Stahl 25,2 kp/cm², bei Beton je nach Elastizitätsmodul 1,92 bis 4,11 kp/cm². Ändert sich z.B. die Temperatur eines Stahlbetonpfahles mit einem Querschnitt von 1000 cm² um 1°C, so zeigt ein aufgeklebter DMS eine Dehnung an, die einer Pfahlkraft von 1,92 bis 4,11 Mp entspricht, wenn keine Temperaturkompensation vorgesehen ist.

Diese einfache Darstellung läßt erkennen, daß es vor der Wahl eines bestimmten Meßverfahrens unbedingt notwendig ist, die von ihm zu erfüllenden meßtechnischen Anforderungen eingehend zu studieren und die erforderlichen Meßbereiche und Meßgenauigkeiten

mit denen der Geräte in Übereinstimmung zu bringen.

3. Untersuchungen im Laboratorium

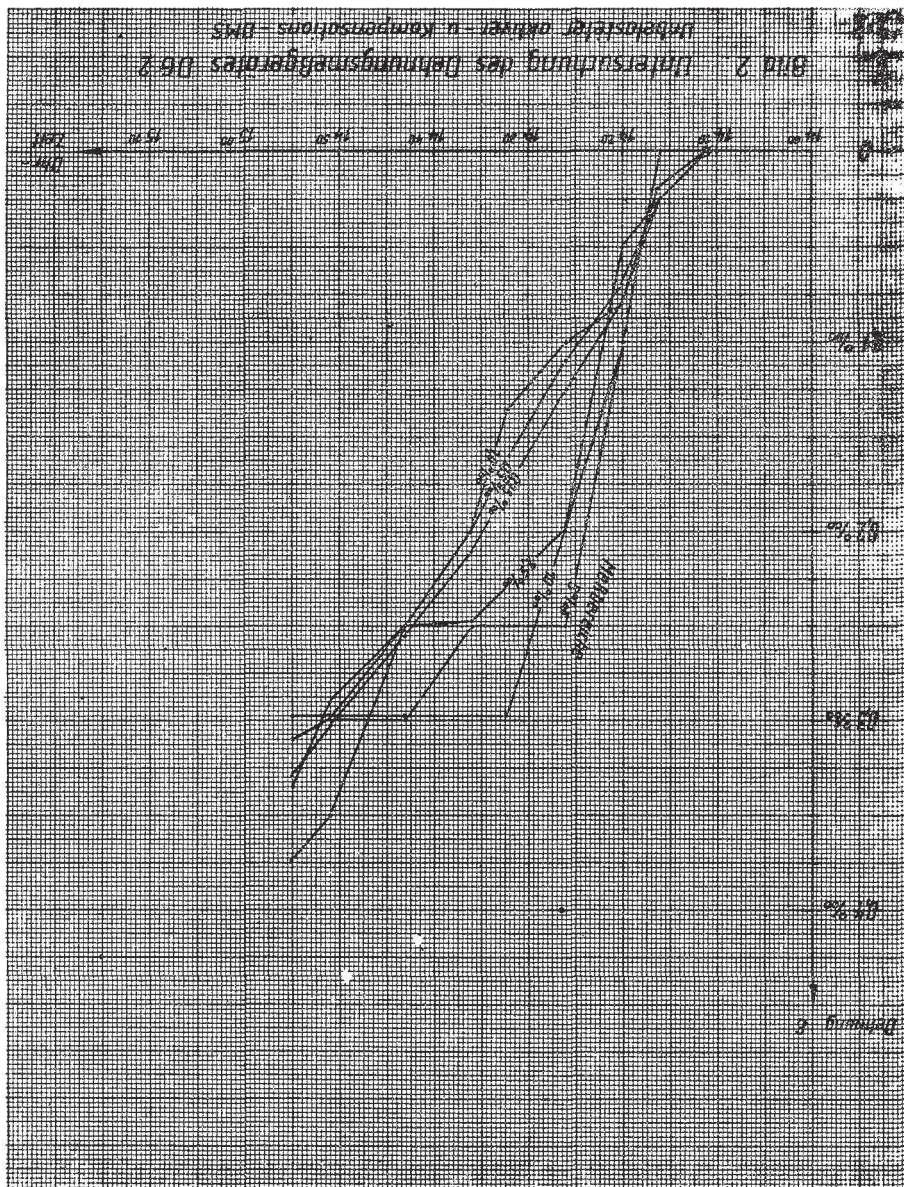
Im Grundbaulabor wurden mit den im Abschnitt 2 genannten Geräten einige Voruntersuchungen durchgeführt, um das DMS-Verfahren evtl. auf Baustellen einsetzen zu können. Im Vordergrund der Untersuchungen standen die Prüfung der Stabilität der Meßeigenschaften der Dehnungsmeßgeräte und der DMS, Maßnahmen zum Schutz der DMS gegen mechanische Beanspruchungen, gegen Feuchtigkeit und Temperatureinfluß sowie Fragen ihrer Anbringung an die Meßobjekte und Ausbildung besonderer Meßelemente.

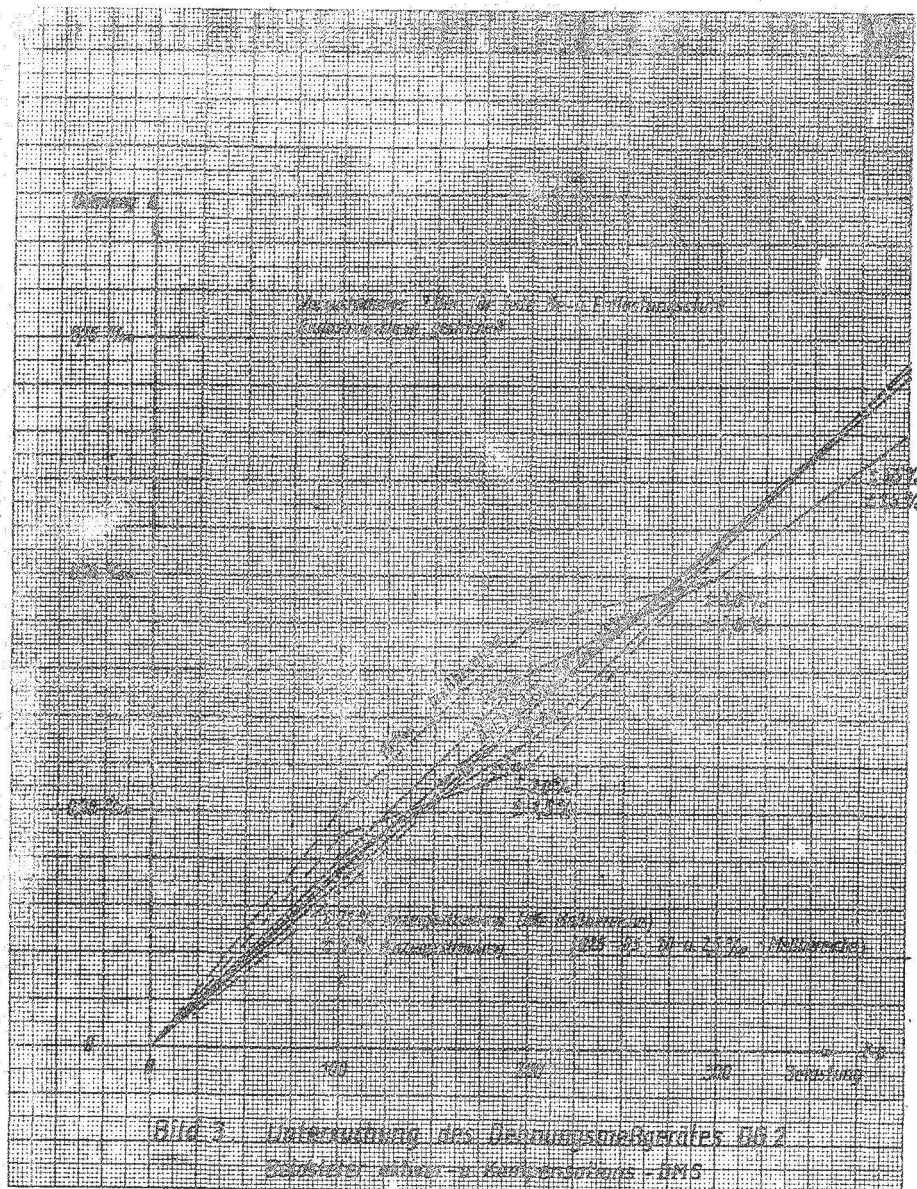
3.1 Untersuchung der Dehnungsmeßstreifen-Anlage

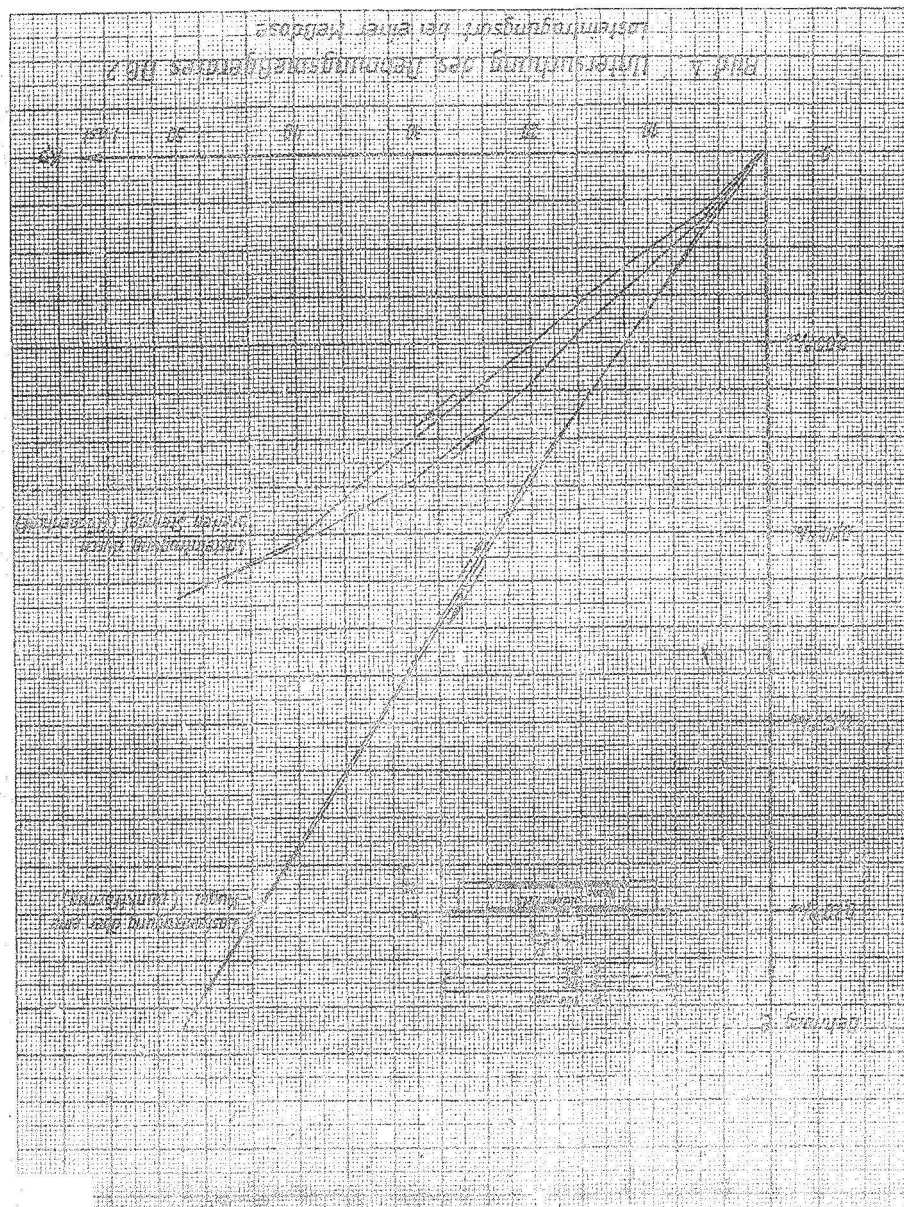
Zunächst wurden einige Versuche durchgeführt, um über die Eigenschaften des Dehnungsmeßgerätes DG 2 Aufschluß zu erhalten. Die in der Bedienungsanleitung angegebenen Vorschriften wie z.B. k-Einstellung des DMS, Widerstandsabgleichungen usw. wurden vor Versuchsbeginn berücksichtigt. Dabei wurde festgestellt, daß der eingestellte k-Faktor nicht konstant bleibt und bei mehrstündigen Versuchen nachgestellt werden muß. Bei nicht genau eingestellten k-Faktor k' kann aus der hiermit gemessenen Dehnung ε' wie bei Verwendung mehrerer DMS mit unterschiedlichen k-Faktoren die richtige Dehnung ε aus nachstehendem Ansatz errechnet werden:

$$\varepsilon = \varepsilon' \cdot k / k'$$

In diesem Zusammenhang ist es notwendig, Meß- und Kompensationsstreifen genau abzugleichen, da trotz gleicher Widerstandsangaben durch die Herstellerfirmen Fertigungstolerenzen auftreten können. Es ist zweckmäßig, das Abgleichen vom größten Meßbereich 10⁰/100 bis zum kleinsten 0,25⁰/100 vorzunehmen. Bei dem vorhandenen, mit Röhren bestückten Gerät hat sich gezeigt, daß zur Erreichung stabiler Messungen das Gerät etwa 2 Stunden vor Versuchsbeginn einzuschalten ist und nicht -- wie vom Hersteller angegeben -- nur







30 Minuten vorher. Voraussetzung ist ferner die Verwendung eines spannungsregelnden Vorsatzgerätes.

Auf Bild 2 werden die Ergebnisse einer einfachen Untersuchung der Stabilität der Meßeigenschaften des Gerätes DG 2 dargestellt. Zwei DMS wurden auf eine unbelastete Stahlplatte geklebt und mit zwei abgeschirmten Hochfrequenzkabeln an das Dehnungsmeßgerät so angeschlossen, daß einer als aktiver und der andere als Temperaturkompensationsstreifen wirkte. Das Gerät zeigte im Beobachtungszeitraum zunehmende Dehnungen an, obwohl in die Stahlplatte keine äußeren Beanspruchungen eingetragen wurden. Außerdem sind die Dehnungen in den verschiedenen Meßbereichen des Gerätes (0,25, 0,5, 1, 2,5, 5, 10°/oo) unterschiedlich.

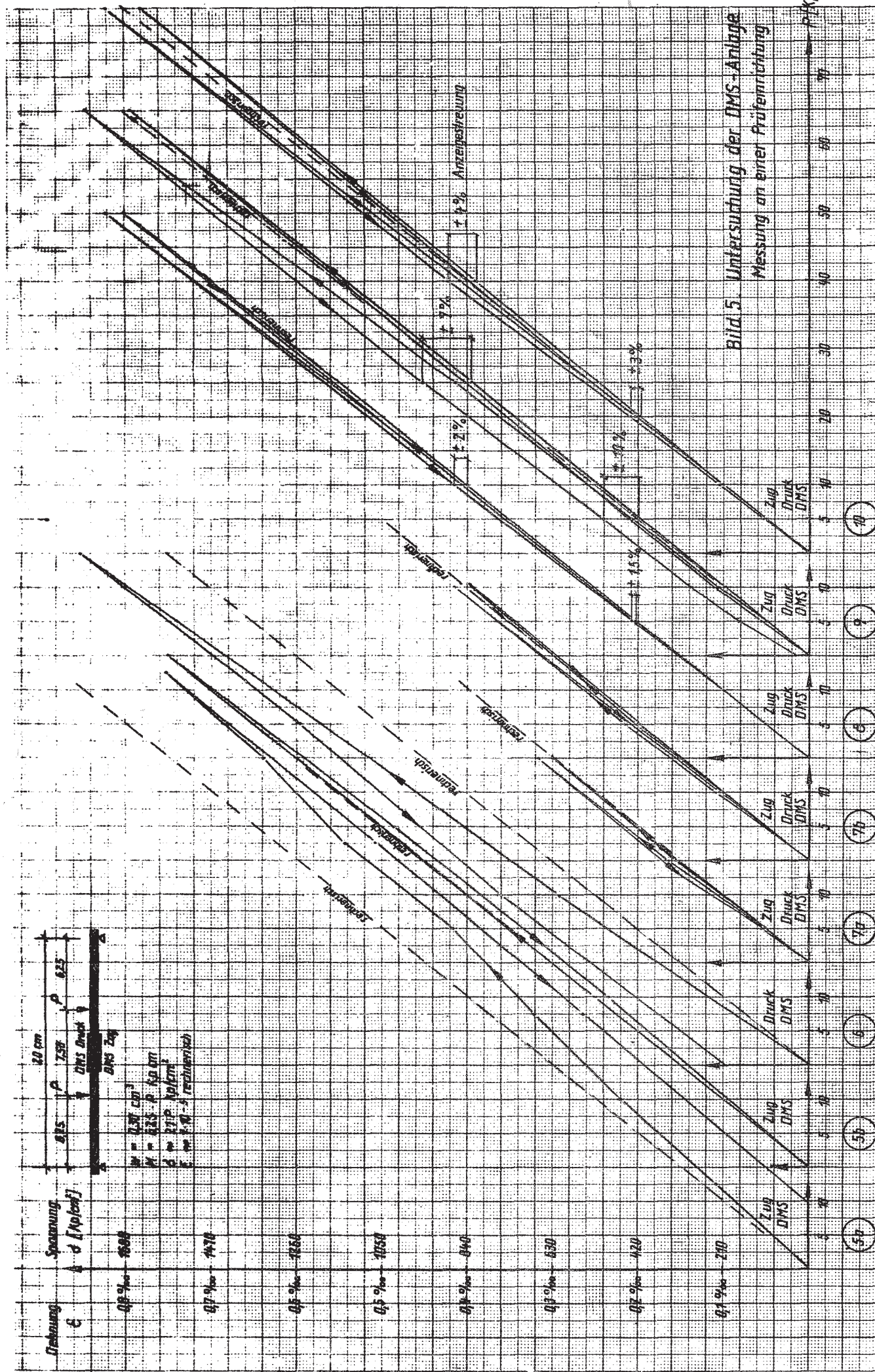
Bei einem ähnlichen Versuch, Bild 3, wurden ein aktiver und ein Kompensationsmeßstreifen auf einen Stahlstab geklebt und kurzzeitig in vier Be- und Entlastungsstufen auf Biegung beansprucht. In allen 6 Meßbereichen ergaben sich unterschiedliche Ablesungen. Die Streuungen der Dehnungen der Meßbereiche schwanken zwischen $\pm 3,8$ bis ± 21 %. Schaltet man die größeren Meßbereiche 5°/oo und 10°/oo aus, so liegen die Streuungen nur zwischen $\pm 1,5$ % und ± 7 %.

Ein weiterer Versuch, Bild 4, zeigt, daß äußere Faktoren, wie hier z.B. die Eintragungsart der Belastung, ein fehlerhaft anzeigendes Meßgerät vortäuschen können.

Die eingetretenen Abweichungen können verschiedene Ursachen haben. Zunächst kann das Gerät selbst fehlerhaft sein. Ist das nicht der Fall, dann können die Dehnungen des unbelasteten DMS sich verändern, wenn z.B. die Temperatur nicht kompensiert ist oder wenn das Gerät nicht genügend lange vor dem Versuchsbeginn eingeschaltet war. Weitere Fehlerquellen können entstehen, wenn das Klebemittel für das Anbringen des DMS noch nicht abgebunden hat oder Feuchtigkeit von der Meßstelle aufgenommen wird. Bei Durchführung der Versuche war jedoch der Einfluß der Temperatur durch Kompensations-DMS und durch konstante Temperatur im Labor ausgeschaltet.

Um einen Überblick über Meßeigenschaften und Meßgenauigkeiten der gesamten DMS-Anlage zu erhalten, wurden nachstehende Versuche mit einer Belastungsanordnung vorgenommen, bei der eine genaue Berechnung der Beanspruchung möglich ist und die sich deshalb für Eichmessungen gut eignet.

Ein 20 cm langer Stahlstab, als Träger auf 2 Stützen gelagert, wurde durch 2 gleichgroße Einzellasten P auf Biegung beansprucht.



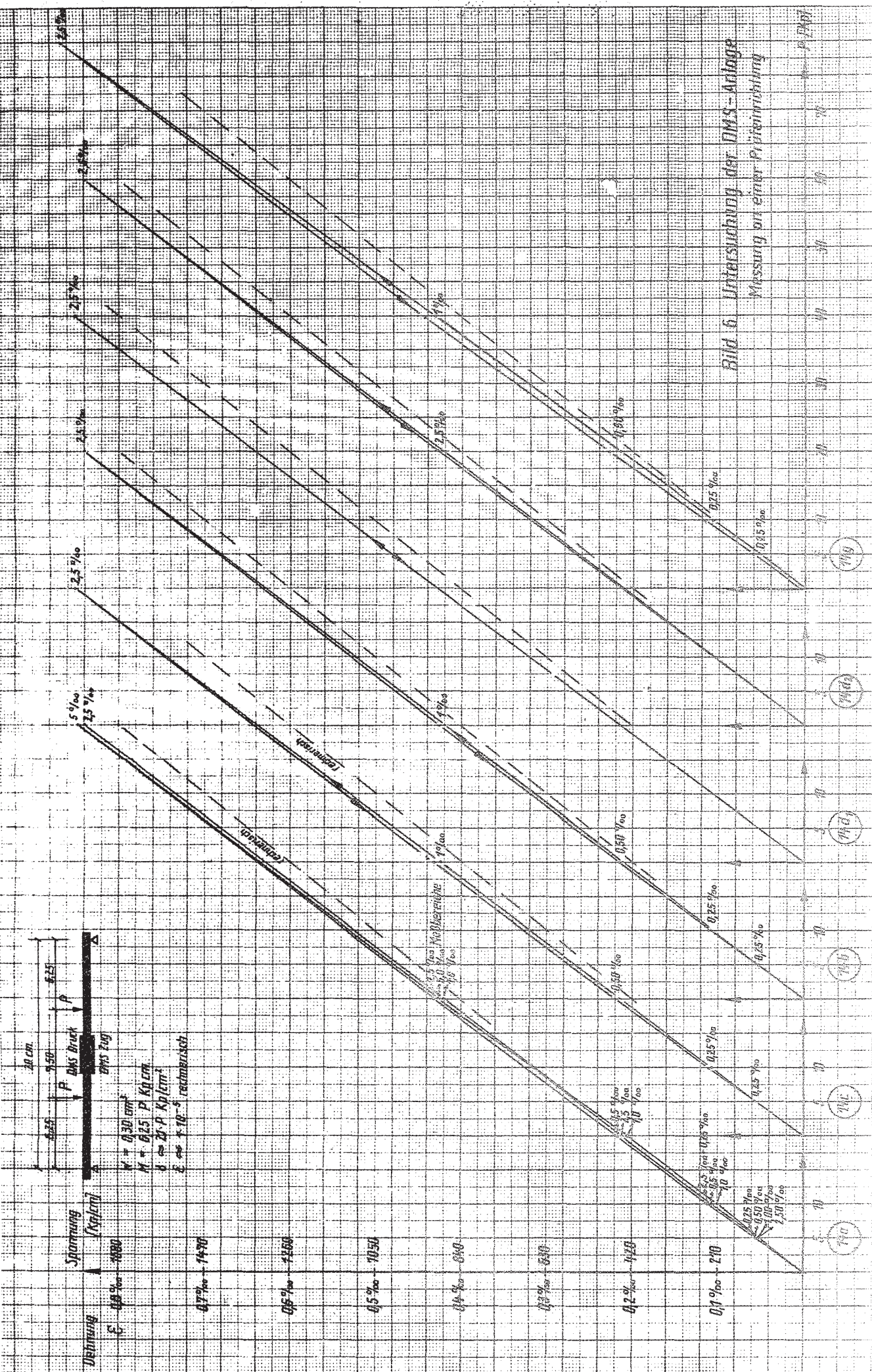
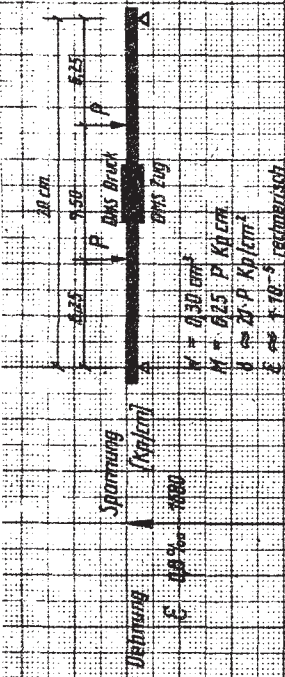
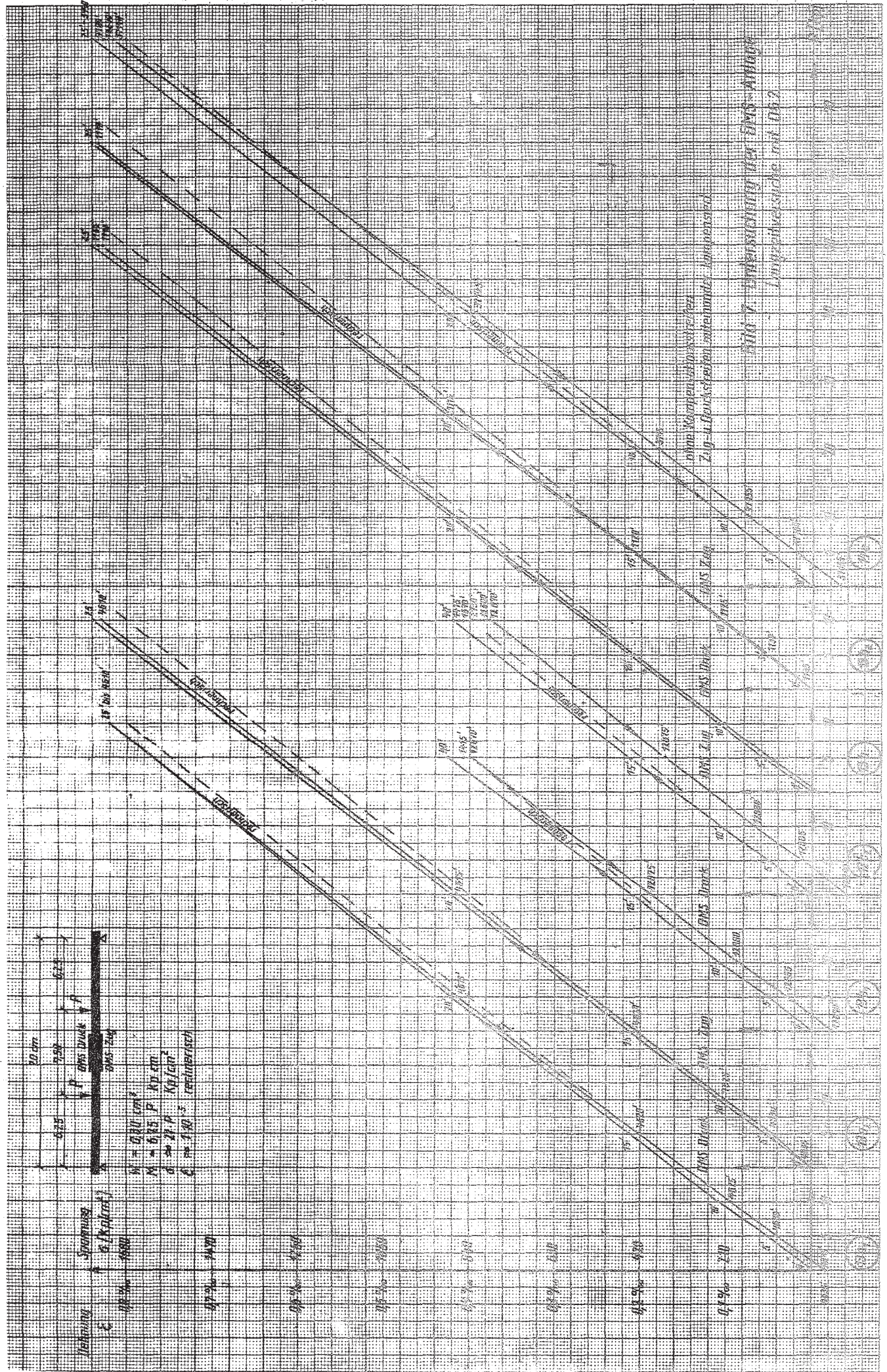


Bild 6. Untersuchung der DMS-Anlage
Messung an einer Prüfeinrichtung



ohne Korruption und reiner
Zug- u. Druckverhalten unter Lasten

Ann 7 Untersuchung der DMS-Anlage
Längsschnitts mit DMS

Die Belastungsanordnung und die statischen Werte sind auf Bild 5 enthalten. Zwei DMS sind zwischen den Lastangriffspunkten auf die Ober- bzw. Unterseite des Stabes geklebt worden, so daß ein Streifen bei Belastung gedehnt und der andere gestaucht wurde. Zwei weitere DMS dienten als Kompensationsstreifen. Diese Anordnung bietet den Vorteil, daß der DMS in einem querkraftfreien Abschnitt des Stahlstabes liegt. Befindet er sich symmetrisch unter einer Einzellast, dann kann er niemals die Dehnung genau unter dieser Einzellast angeben, sondern nur einen Mittelwert über die DMS-Länge. Bei dem verhältnismäßig kurzen Stahlstab ist mit großen Abweichungen zu rechnen. Außerdem hat man dann zu den gemessenen Dehnungen keine genauen vergleichbaren rechnerischen Werte. Nach dem ersten Be- und Entlastungsversuch (Nr. 5a und 6, Bild 5) traten sowohl bei dem Zug-DMS als auch bei dem Druck-DMS erhebliche Hysteresiserscheinungen mit großen Nullpunktwanderungen auf. Nach mehreren Be- und Entlastungen wurden die bei gleichen Laststufen gemessenen Dehnungen geringer. Sie lagen zwischen $\pm 1,5$ bis ± 10 % (Versuch 8, 9, 10, Bild 5). Dabei traten bis auf Versuch 9 keine Nullpunktwanderungen mehr auf.

Im Vergleich zu dem vorangegangenen Versuch (Bild 5) wurden auf Bild 6 bei derselben Versuchsanordnung Druck- und Zug-DMS als aktiver Meß- und Kompensationsstreifen an das Meßgerät angeschlossen. Die angezeigten Dehnungen verdoppelten sich dadurch, so daß auch die doppelte Anzeigegenauigkeit erreicht wurde. Die Temperatur war bei dieser Anordnung ebenfalls kompensiert. Bei Versuch 14a wurden bei jeder Laststufe die Dehnungen in 5 möglichen Meßbereichen abgelesen, bei den Versuchen 14b, c, g nur in den der Laststufe entsprechend günstigen. Für die Versuche 14d₁, d₂ wurde nur ein Meßbereich $- 2,5^{\circ}/_{\infty}$ gewählt. Aus den Versuchen ist zu erkennen, daß die hier gewählte Anordnung der DMS, die Verwendung günstiger Meßbereiche und eine häufige Wiederbelastung zu wesentlich besseren Meßergebnissen führt. Auch eine Reproduzierbarkeit der Ergebnisse ist erreicht worden. Obwohl bei diesen Eichmessungen die gemessenen Dehnungen von den rechnerischen noch etwas abweichen, können trotzdem die Meßergebnisse und die Anordnung der DMS-Anlage als brauchbar angesehen werden.

Bei der gleichen Versuchsanordnung wurde der Einfluß einer langanhaltenden Dauerbelastung untersucht, Bild 7. Die max. Zeit einer gleichbleibenden Belastung betrug 26 Tage, Versuch 14e. Bei den Langzeitversuchen fielen die Dehnungen bei den max. Laststu-

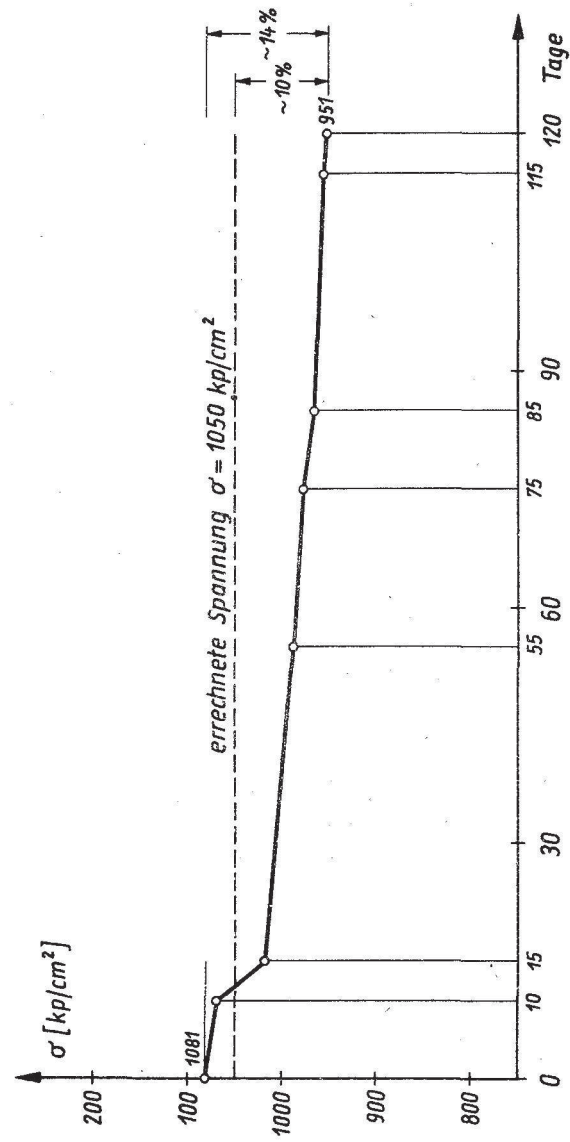
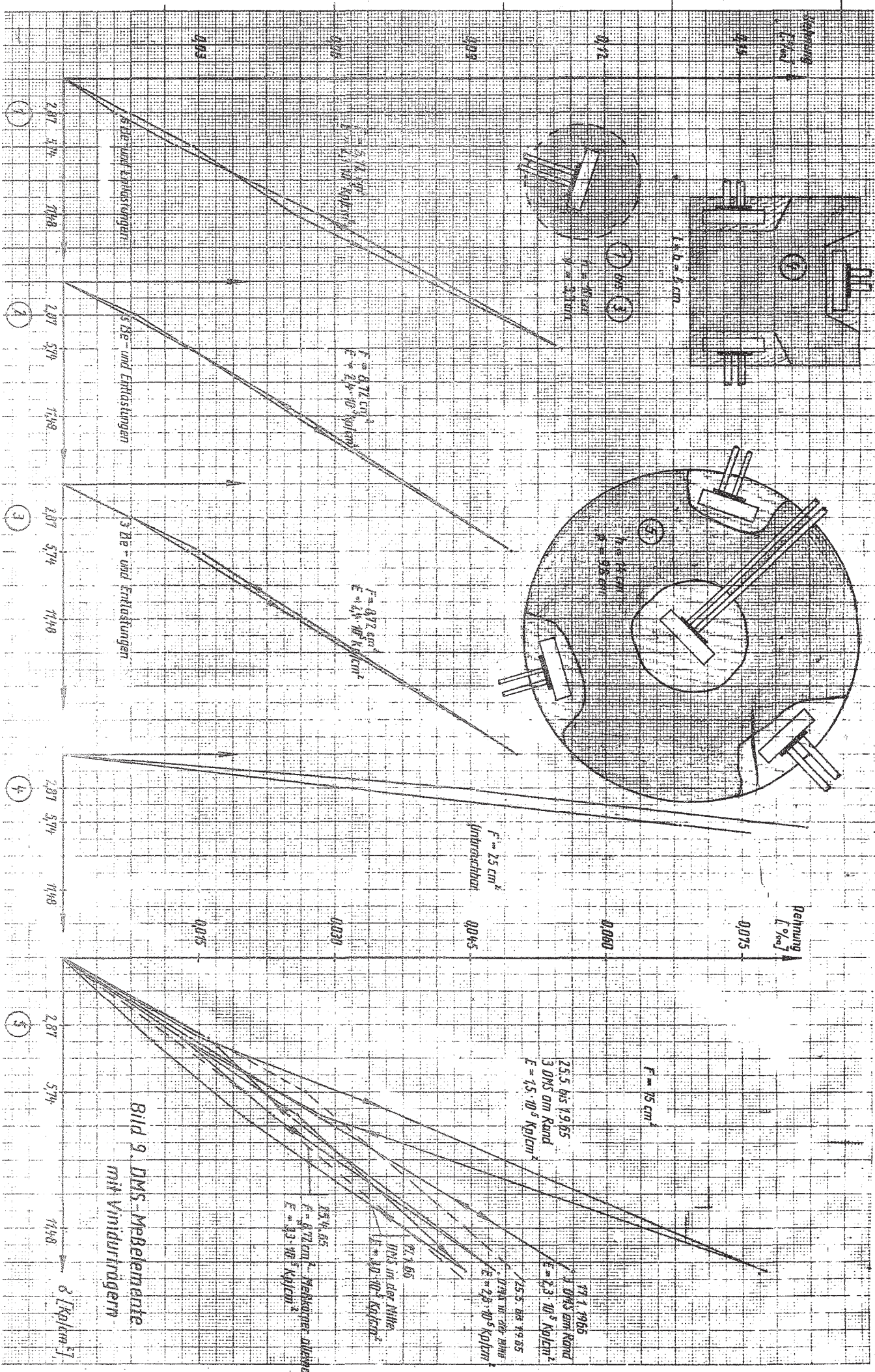


Bild 8. Untersuchung der DMS – Anlage
Langzeitversuch mit manuellen Kompensator B103 U



fen bis auf Versuch 13a₁ mit der Zeit ab. Die dann kurzzeitig durchgeführten Entlastungen verliefen fast bei allen Versuchen nahezu parallel zu den Belastungskurven, so daß der Ausgangswert, die Nullpunktverschiebung, einen Anhaltspunkt für den Zeiteinfluß der Belastung bietet, der bei der Auswertung berücksichtigt werden kann.

Unter gleichen Bedingungen wurde zum Vergleich ein Langzeitversuch mit dem manuellen Kompensator B 103 U durchgeführt (Punkt f, Abschnitt 2). Es wurden die Dehnungen bei einer 120 Tage dauernden Belastung $\sigma = 1050 \text{ kp/cm}^2$ gemessen. Auf Bild 8 ist nur diese Belastungsstufe dargestellt, wobei die gemessenen Dehnungen in Spannungen umgerechnet worden sind.

Die Langzeitversuche zeigen, daß man unter den o.g. Voraussetzungen im Laboratorium durchaus in der Lage ist, mit DMS-Anlagen die Dehnungen infolge Belastungen zu messen, die über mehrere Monate einwirkten.

Aus den dargestellten Untersuchungen geht hervor, daß vor dem Einsatz einer DMS-Anlage zur Lösung von Aufgaben im Erd- und Grundbau es unbedingt notwendig ist, die Meßeigenschaften der Geräte, vor allem Hysteresiserscheinungen, Nullpunktwanderungen, günstiger Meßbereich, Reproduzierbarkeit und die Möglichkeiten von Langzeitmessungen eingehend zu studieren. Wenn auch die hier festgestellten unterschiedlichen Meßeigenschaften und Meßergebnisse bei Kurzzeitversuchen nicht von Bedeutung zu sein brauchen, so können sie doch Langzeitversuche praktisch unmöglich machen. Eigene Untersuchungen sind schon deshalb notwendig, da die Angaben der Herstellerfirmen häufig zu günstig liegen.

3.2 Maßnahmen zum Schutz der Dehnungsmeßstreifen und ihre Verbindung mit den Meßobjekten

Die Schwierigkeiten bei der Anwendung der DMS-Technik im Erd- und Grundbau liegen nicht allein bei der gerätetechnischen Seite sondern vor allem darin, die hier behandelten Aufgaben so zu lösen, daß sie den meßtechnischen Bedingungen des Baustellenbetriebes gerecht werden. Mit der vorliegenden Arbeit wurden diese Aufgaben keineswegs gelöst, sondern es wird auf die Problematik aufmerksam gemacht, die bisherigen Erkenntnisse werden mitgeteilt und einige Anregungen zur Durchführung von brauchbaren Messungen gegeben.

3.2.1 Klebetechnik

Von entscheidender Bedeutung für die Verwendung des DMS-Verfahrens, ist eine einwandfreie Überleitung der Dehnung des Bauteiles auf den Dehnungsmeßstreifen. Der auf ein Bauteil geklebte DMS soll im Bereich zwischen $\epsilon = 1 \cdot 10^{-6}$ bis $5 \cdot 10^{-3}$ alle Formänderungen des Werkstoffes trägheitslos mitmachen. Die Übertragung der Längenänderung erfolgt vom Bauteil über einen Klebstofffilm zum eigentlichen DMS, der aus einem Träger, Klebstoff, Meßdraht und Anschlußdrähtchen besteht. Um eine einwandfreie Kraftübertragung zu erreichen, muß die größte Sorgfalt in der Vorbereitung der Meßstelle und bei dem Aufkleben des DMS liegen. Die Meßstellen müssen frei von Farbe, Schmutz, Rost, Fett usw. sein und dürfen keine Narben oder Lunkerstellen aufweisen. Bei Beton werden die Meßstellen zweckmäßig durch Streifen geebnet. Das Glätten dieser Flächen mit Klebstoff ist nicht ratsam, da hierdurch ein ungleichmäßig dicker Klebfilm entsteht. Der Klebstoff soll neben gutem Haftvermögen chemisch- und temperaturbeständig sein, gute Nullpunkt Konstanz und geringe Hysteresiserscheinungen aufweisen. Die Hysteresiserscheinungen des Werkstoffes werden durch die meist wesentlich größere Hysteresis des Klebstoffes überlagert. Im Be- und Entlastungsbereich sollen bei gleichen Laststufen gleiche Dehnungen auftreten. Bei frisch aufgeklebten DMS ist dieses selten der Fall. Übereinstimmung stellt sich erst nach mehreren Lastwechseln ein (Bild 5). Dieser Vorgang ist bei Bauteilen nicht immer zu erreichen, besonders wenn im Verlauf eines Beobachtungszeitraumes nur einmal belastet werden kann. Der Einbau von vorgefertigten, mehrfach be- und entlasteten DMS-Elementen ist wesentlich vorteilhafter (Abschnitt 3.2.4).

Bei Dehnungen oder Stauchungen, besonders bei langzeitigen Belastungen versucht der DMS, sich auf seine Ausgangslänge zurückzuverformen, d.h., zu kriechen. Schlechte Klebtechnik oder ungeeignetes Klebmittel begünstigen dieses Bestreben. Das Kriechen wurde labormäßig untersucht und festgestellt, daß es nach zwei Monaten noch nicht abgeklungen war (siehe hierzu auch Bild 7 und 8). Man kann diese Erscheinung durch eine dünne Klebschicht zwischen Meßstelle und DMS sowie durch Alterung des aufgeklebten DMS herabmindern. Hierbei wird er allmählich steigenden Temperaturen ausgesetzt, evtl. in einem Wasserbad, so daß eine große Härte des Klebers erreicht wird, ohne daß seine Elastizität verloren

geht. Folien-DMS weisen bei guter Klebtechnik besonders geringe Kriecherscheinungen auf.

Die Kriecherscheinungen der DMS wirken sich sehr nachteilig bei Langzeitversuchen aus. Hauptsächlich ist das DMS-Verfahren deshalb im Grundbau bisher selten eingesetzt worden. Hinzu kommt, daß selten Entlastungen möglich sind und damit der Ausgangswert nicht mehr prüfbar ist. Wie aus Abschnitt 3.1, Bild 7, hervorgeht, lassen sich Größe und Zeitpunkt des Auftretens eines Meßfehlers gut einschätzen, wenn man nahezu einen parallelen Verlauf der Be- und Entlastungskurven nachweisen kann.

3.2.2 Schutz gegen Temperatureinfluß

Die Auswirkungen des Temperatureinflusses auf die Messungen des DMS-Verfahrens sind zum Teil bereits im Abschnitt 2 behandelt worden. Diese Einflüsse können so groß sein, daß das DMS-Verfahren ohne Kompensation der Temperatur praktisch nicht anwendbar ist.

Die für das Meßverfahren benutzte Wheatstonesche Brücke ermöglicht die Kompensation der durch die Temperatur hervorgerufenen Fehler auf einfache Art und Weise. Zu einem aktiven DMS, dessen Widerstandsänderung die Verformung eines Bauteiles angibt, wird zusätzlich ein Kompensations-DMS verwendet. Dieser wird auf ein unbelastetes Werkstück, das den gleichen Temperaturen ausgesetzt ist und den gleichen Ausdehnungskoeffizienten wie das Bauteil aufweist, untergebracht. Im Labor läßt sich das leicht erreichen. Auf der Baustelle sind jedoch aufwendigere Maßnahmen erforderlich. Besonders gefährdet sind die DMS, die auf der Oberfläche von Bauteilen angeordnet sind. Für Kurzzeitmessungen genügt oft eine Abdeckung gegen Sonneneinstrahlung, Regen oder Windabkühlung oder man führt die Messungen bei ausgeglichenen Temperaturen nachts aus. Bei Langzeitmessungen muß der Temperatureinfluß oft über mehrere Monate verhindert werden.

Üblich ist es, beide DMS nahe beieinander anzuordnen. Wenn die Querdehnung vernachlässigt werden kann, klebt man den Kompensationsstreifen unmittelbar rechtwinklig neben den in der Meßrichtung befindlichen aktiven DMS. Günstiger ist die Anordnung des Kompensations-DMS an spannungslosen Bauteilen mit gleichen Temperaturbedingungen. Bei Betonbauteilen kann man den aktiven DMS kraftschlüssig und den Kompensations-DMS spannungslos mit einbetonieren. Hierfür ist ein kleines Meßelement notwendig, das z.B. aus

einem Röhrchen bestehen kann, auf das der aktive Meßstreifen aufgeklebt und der Kompensations-DMS lose innen eingelegt wird. Bei den von der FAS durchgeführten Versuchen hat sich ein Meßelement bewährt, bei dem der Kompensations-DMS in ein flaches Fach lose eingelegt wurde, das aus zwei vollen ($0,5 \times 10 \times 60$ mm) und einem ausgeschnittenen PVC-Plättchen bestand. Der aktive DMS war außen aufgeklebt und die ganze Meßzelle mit einem Schutzüberzug versehen, Bild 16. Werden die Anschlußdrähte verlängert und mit Parafin umhüllt, kann man das Meßelement auch tiefer in den Beton einsetzen, Bild 18. Aus Gründen der Temperaturkompensation genügt ein Einsetzen der Meßzellen in Aussparungen am Betonteil, während aus Gründen der Kraftübertragung das Einbetonieren bei der Herstellung des Betonteiles vorteilhafter ist. Im Gegensatz zu Messungen im Freien sind die Temperaturen im Erdreich ausgeglichener, so daß hier die Fehler aus Temperaturunterschieden nicht so groß sein werden, wie z.B. aus den Einflüssen der Feuchtigkeit.

3.2.3 Schutz gegen Feuchtigkeit

Die dünnen Meßdrähtchen der gebräuchlichsten DMS besitzen als Trägermaterial Papier, Bild 14. Papier ist aber hygroskopisch und quillt bei Feuchtigkeit auf. Die hierdurch auftretenden Längenänderungen beeinflussen den Ohmschen Widerstand der Meßdrähtchen und führen zu falschen Ergebnissen. Bei größerer Feuchtigkeit können die Drähtchen kurzgeschlossen werden oder u.U. korrodieren. Alle diese Einflüsse gefährden die Meßsicherheit.

Bei günstigen Voraussetzungen genügen evtl. isolierende Schutzüberzüge aus säurefreier Vaseline, Paraffin, Isolierlack. Auch schon ein dickerer Klebstoffüberzug kann ausreichend sein. Für Messungen über längere Zeiträume haben sich außen aufgeklebte Gummischutzhüllen bewährt und DMS mit Trägermaterial aus PVC. Für diese Zwecke hat sich in neuerer Zeit auch der Dehnungsaufnehmer DB 1 nach Dr. Rohrbach von der Firma Hottinger mit einem Überzug aus kautschukähnlicher Masse bewährt. In vielen Fällen ist nicht nur der DMS allein gefährdet, sondern auch sein Anschluß an das Meßkabel. Bei den Versuchen der FAS hat sich für einfache Papier-DMS ein Schutzüberzug aus dem Zweikomponentenkleber Piacryl bewährt, mit dem auch die Versuche im Abschnitt 4.1 ausgeführt wurden.

Die mit diesem Klebstoff aufgeklebten und überzogenen DMS bie-

ten Schutz gegen jegliche Feuchtigkeit und haben sogar bei Unterwassermessungen gut funktioniert. Im Trockenen wurden die Meßstellen mit einer Schmirgelscheibe und Sandpapier gereinigt sowie mit Heißluft erwärmt. Zur Verhinderung eines kapazitiven Nebenschlusses wurden zunächst Zigarettenblättchen und darauf erst die DMS aufgeklebt. Dann wurden die Meßkabel angelötet, DMS und Kabelanschlüsse mit dem Klebstoff dick überzogen und erst nach Erhärtung und Prüfung des DMS das Meßkabel an das Dehnungsmeßgerät angeschlossen. Auf die Messungen selbst wird im Abschnitt 4.1 näher eingegangen.

3.2.4 Schutz gegen mechanische Beanspruchung. Meßelemente und ihre Verbindung mit den Meßobjekten

Bei den Meßproblemen im Grundbau sind die Meßstellen in den meisten Fällen nur kurze Zeit während der Herstellung des Bauwerkes zugänglich. Danach werden sie eingebaut oder durch Erdreich überschüttet, so daß später auftretende Fehler oder Schäden nicht mehr an ihnen korrigiert werden können. Die Meßstellen befinden sich z.B. zwischen Bauwerkssohle und Erdreich, zwischen senkrechten Bauwerkswänden bzw. Widerlagerrücken und Hinterfüllungen, im Erdreich selbst oder auch an Gründungspfählen. In den seltensten Fällen können hierbei die DMS zur Durchführung von Verformungsmessungen an einem Bauwerksteil im aufgeklebten Zustand in der o.g. Weise eingebaut werden. Es wird deshalb vorgeschlagen, den DMS in Form eines selbstgefertigten Meßelementes gemeinsam mit dem Anschlußkabel in die aus Beton bestehenden Gründungskonstruktionen bei der Herstellung gleichzeitig mit einzubauen.

Die Meßelemente können einfach angefertigt werden und stellen im Prinzip nur kleine Schutzkörper für den DMS während des Bauvorganges dar. Sie lassen sich vor ihrem Einbau eichen und ihre Elastizität kann der des zu prüfenden Bauteiles angepaßt werden. Außerdem besteht der Vorteil, die Meßelemente durch mehrfaches Be- und Entlasten sowie durch Alterung infolge Erhitzen zu zuverlässigen Meßwertgebern auszubilden. Eine einfache Art der Schutzkörper besteht aus zwei PVC-Plättchen mit einem dazwischenliegenden DMS, die einschließlich der Kabelanschlüsse durch einen Überzug aus Isoliermaterial (bei Versuchen der FAS wurde Placryl verwendet) vor Feuchtigkeit geschützt werden. Bei einer weiteren Form der Schutzkörper kann man den DMS auf eine PVC- oder Metallfolie aufkleben, in eine kleine Schalung stellen und einbetonieren. Als

beste Form des Schutzkörpers hat sich bei den Versuchen der FAS die im Abschnitt 3.2.2 beschriebene Art erwiesen, die aus zwei vollen und einem dazwischen befindlichen dritten ausgeschnittenen PVC-Plättchen besteht, Bild 16. In das so entstandene Fach wird der Kompensations-DMS lose eingelegt und der aktive DMS außen aufgeklebt. Die gesamte Meßzelle erhält einen feuchtigkeitsisolierenden Schutzüberzug und kann dann ebenfalls in einer Schalung als Meßelement einbetoniert werden, Bild 18. Bei Versuchen der FAS hat sich gezeigt, daß bei DMS-Meßelementen aus Beton, bei denen die Meßstreifen auf metallische Träger geklebt waren, fehlerhafte Stauchungen gemessen wurden. Dagegen wurden bei DMS auf PVC-Trägern wesentlich bessere Ergebnisse erzielt.

Zur Untersuchung der Eignung von DMS-Meßelementen aus Beton mit metallischen Meßstreifenträgern wurden zahlreiche Versuche mit Zinkblech (0,7 mm), Stahlblech (1,37 mm) und Kupferblech (0,2 mm) durchgeführt. Die Meßelemente hatten eine Höhe von 10 cm und einen Durchmesser von 3,3 cm. Die DMS wurden mit Piacryl auf die Metallstreifen geklebt, die Anschlußdrähte durch Kunststoffröhrchen geschützt und das ganze mit einem Schutzüberzug ebenfalls aus Piacryl versehen, Bild 14. Die so behandelten - im Wasser geprüften DMS wurden in eine Schalung eingesetzt und mit Beton ummantelt, Bild 15. Die Meßkörper blieben nach dem Betonieren 28 Tage im Feuchtraum. Nach weiteren 2 Monaten erfolgten die Versuche. Neben diesen Meßelementen wurden zum Vergleich auch Versuche mit ähnlich hergestellten Betonkörpern, jedoch ohne eingelagerte, sondern nur außen aufgeklebte DMS durchgeführt.

Die Meßelemente wurden mehrfach stufenweise in verschiedenen Zeitintervallen be- und entlastet und aus den gemessenen Dehnungen die Elastizitätszahlen errechnet. Sie waren sehr unterschiedlich und lagen zwischen $2,0 \cdot 10^5$ und $4,5 \cdot 10^5$ kp/cm². Außerdem schwankten diese Werte auch bei den Wiederholungsbelastungen. Aus dem Vergleich der Meßergebnisse an Proben mit inneren und äußeren DMS ging eindeutig der Einfluß des Trägermaterials hervor. Es zeigte sich, daß Trägermaterial verwendet werden muß, das elastischer ist als das bisher verwendete.

Aus diesen Gründen wurde Vinidur mit einem E-Modul, der zwischen $2,8 \cdot 10^4$ und $3,2 \cdot 10^4$ kp/cm² liegt, gewählt. In ähnlicher Weise wie zuvor wurden jetzt für Vinidurträger mit 3 verschiedenartigen Meßelementen Versuche durchgeführt, von denen 5 Versuchsreihen in Bild 9 dargestellt sind. Die Abmessungen der Meß-

elemente und die Anordnung der DMS sind ebenfalls auf Bild 9 enthalten. Die DMS wurden wie anfangs schon erwähnt, auf Vinidurträger (4.18.60 mm) mit Piacryl geklebt und einschließlich ihrer Anschlußdrähte mit dem gleichen Klebemittel isoliert, Bild 14, 15. Bei dem Versuch 4 wurden die 3 DMS an den Außenseiten nach 28 Tagen in die bei der Herstellung der Probe vorgesehenen Aussparungen eingesetzt. Bei Versuch 5 wurden die Aussparungen erst einen Tag nach dem Betonieren der Probe vorgenommen und dann die 3 DMS sofort einbetoniert. Der mittlere DMS der Probe 5 wurde wie die Proben 1 bis 3 als Meßelement hergestellt, erprobt und einbetoniert.

In Bild 9 sind für die einzelnen Versuche die eingetragenen Spannungen den gemessenen Dehnungen gegenübergestellt und die hieraus ermittelten E-Module angegeben. Bei den Versuchen 1 bis 3 liegen sie zwischen $2,1 \cdot 10^5$ bis $2,4 \cdot 10^5$ kp/cm². Der Versuch 4 ist unbrauchbar. Beim Versuch 5 treten innerhalb der Versuchsdauer von 9 Monaten große Streuungen auf. Bei den am Rand eingesetzten DMS schwanken die E-Module während dieser Beobachtungszeit zwischen $1,5 \cdot 10^5$ bis $2,3 \cdot 10^5$ kp/cm², während sie beim mittleren Meßelement zwischen $2,8 \cdot 10^5$ bis $3,0 \cdot 10^5$ kp/cm² lagen. Für das mittlere Meßelement wurde vor dem Einbetonieren in Probe 5 ein E-Modul von $3,3 \cdot 10^5$ kp/cm² festgestellt.

Aus diesen Untersuchungen geht hervor, daß die gewählten Meßelemente mit $F = 8,72$ cm² (Proben 1, 2, 3 und in der Mitte der Probe 5) nur kleine Abweichungen aufweisen und für derartige Meßaufgaben gut geeignet sind. Ferner gewinnt man aus den Versuchen die Erkenntnis, die DMS-Meßelemente nicht erst in den abgeordneten, sondern bereits in den frischen Beton einzusetzen.

4. Versuche auf der Baustelle

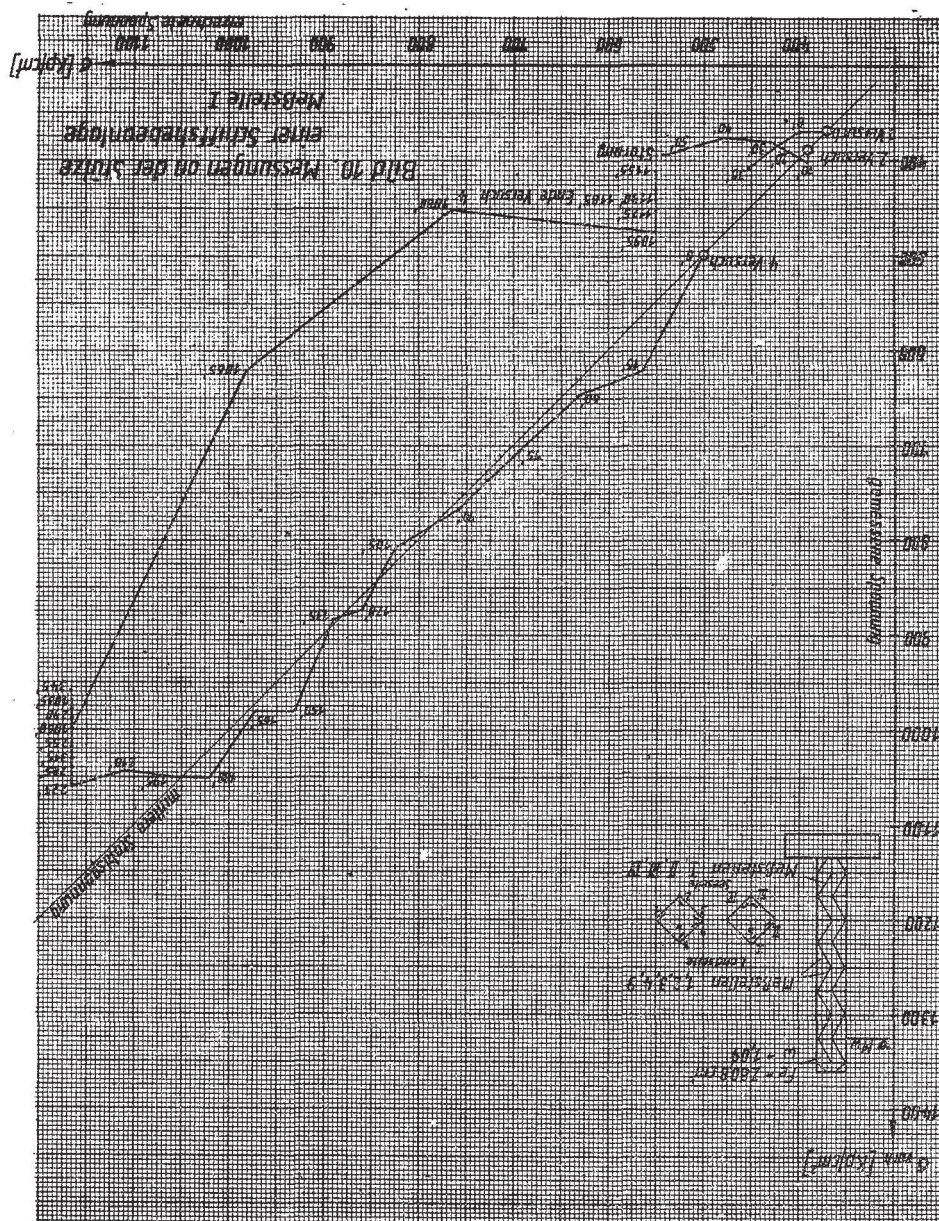
Die Erkenntnisse aus den im Laboratorium durchgeführten Untersuchungen mit der DMS-Meßanlage (Abschnitt 2, Punkte a bis e) wurden bei zwei Aufgaben auf der Baustelle erprobt. Bei der einen Aufgabe konnte das Problem der Messungen mit Dehnungsmessstreifen über längere Zeit unter Wasser und bei einer weiteren Aufgabe der Einsatz der DMS-Meßelemente beim Rammen von Stahlbetonpfählen untersucht werden.

4.1 Messungen an einer Schiffshebeanlage

An einer unter Wasser befindlichen mehrteiligen Stahlstütze einer Schiffshebeanlage sollten die Stahlspannungen während einer Probelastung verfolgt werden. Hierbei war zu überprüfen, ob durch unterschiedliche Setzungen der Fundamentplatte Überbelastungen einzelner Stützenstiele auftreten konnten.

Vor dem Einsetzen der Stütze in das Wasser wurden 22 aktive DMS auf gut vorbereitete Meßstellen mit Piacryl aufgeklebt, die Anschlußdrähte mit Kunststoffröhrchen überzogen und die gesamte Meßstelle mit dem gleichen Klebstoff gegen Feuchtigkeit isoliert. Zusätzlich wurden die Meßstellen noch mit dem Stahlkonservierungsmittel der Stütze isoliert. Zur Temperaturkompensation wurden die entsprechenden Kompensations-DMS auf eine gesonderte Stahlplatte geklebt, die sich während der Messungen im Wasser befand, so daß Meßfehler infolge Temperaturdifferenzen nicht zu erwarten waren. Nach dem Aufstellen der Stütze befanden sich alle DMS unter Wasser. Erst einen Monat später wurden die Probelastungen mit Hilfe eines Schwimm tanks vorgenommen.

Die Ergebnisse von 4 Belastungsversuchen sind auszugsweise für eine Meßstelle (Nr. 1) in Bild 10 und ein weiterer Belastungsversuch für 7 Meßstellen der Stütze in Bild 11 aufgetragen. Dabei wurden in Bild 10 die gemessenen Spannungen unter Angabe der Belastungszeiten den errechneten gegenübergestellt. Von den insgesamt 22 Meßstellen waren nur die Ergebnisse von 9 DMS brauchbar, die anderen arbeiteten unzuverlässig bzw. fielen infolge von Beschädigungen während des Montagevorganges aus. Die Anfangs-



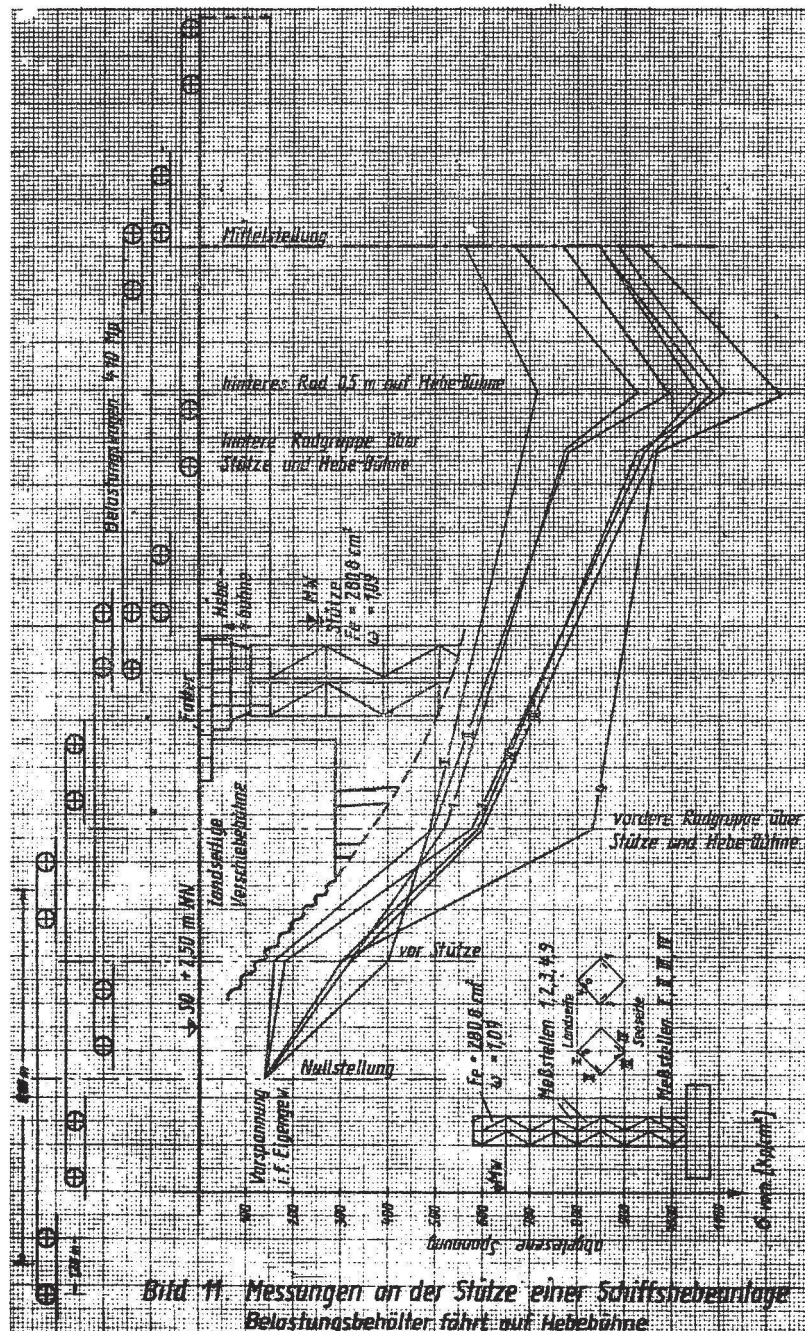
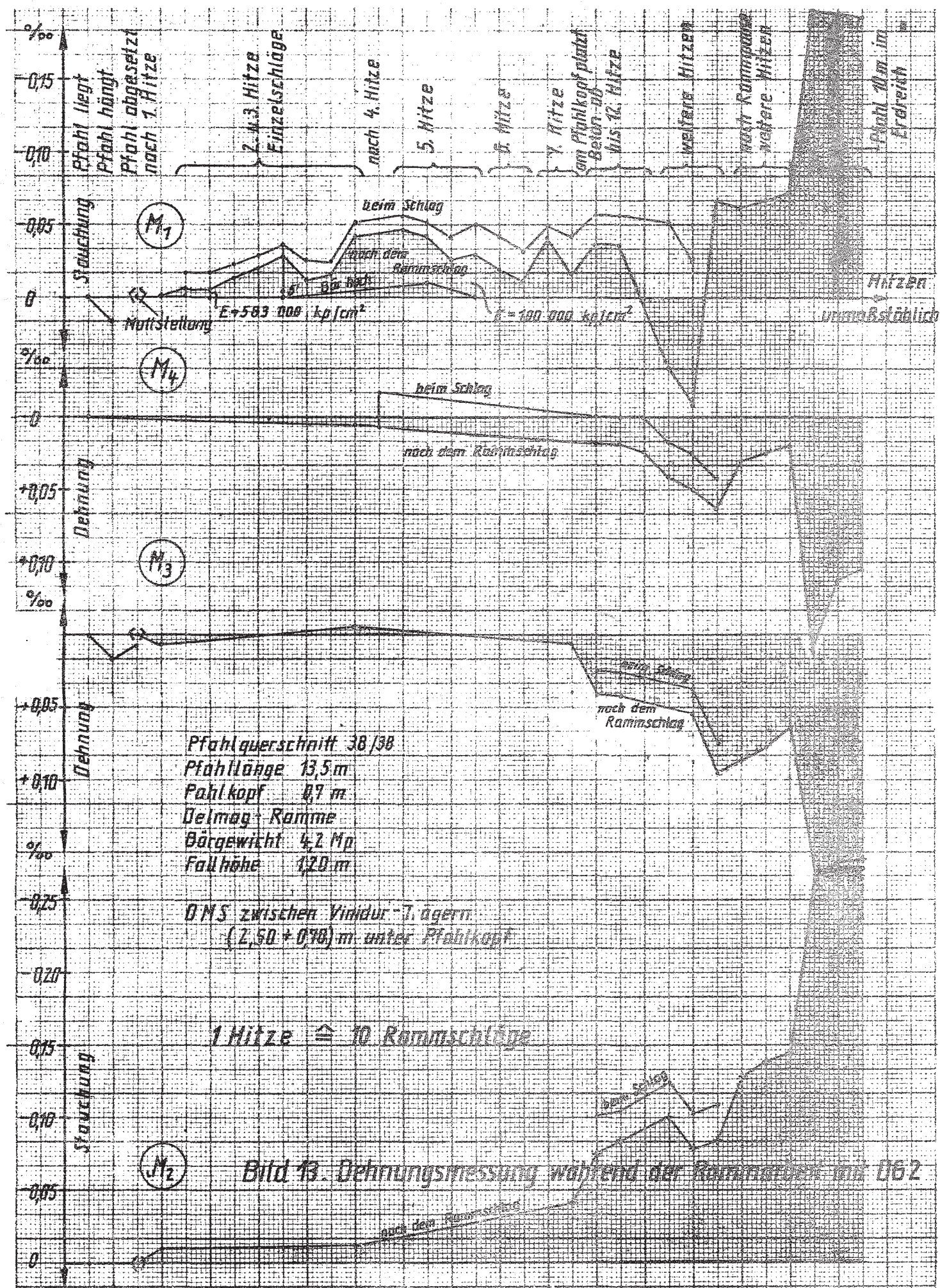


Bild 11 Messungen an der Stütze einer Schiffshebeanlage
Belastungsbehälter fährt auf Hebe-Bühne



spannungen der einzelnen Belastungsversuche sind unterschiedlich. Das ist durch die verschiedenen Versuchsanordnungen bedingt. Für die Aufbringung der max. Belastungen bei den einzelnen Versuchen wurden 38 bis 225 Minuten benötigt. Die Belastungsdauer und damit die Beobachtungszeiten lagen zwischen 825 und 1040 Minuten. Auf Bild 11 sind die Spannungen an 7 Meßstellen dargestellt, die sich aus verschiedenen Laststellungen während der Fahrt des Schwimm-tanks von der Landseite auf die Bühne der Schiffshebeanlage ergaben. Dieser Vorgang vollzog sich in 30 Minuten.

Die Ergebnisse an allen 9 Meßstellen zeigten ähnlich wie in Bild 10 übereinstimmend, daß die Stütze der Schiffshebeanlage bei der Probelastung keine Überbeanspruchung erfahren hat. Hiermit wurde gleichzeitig bewiesen, daß brauchbare Unterwassermessungen mit Dehnungsmeßstreifen auch mit einfachen Mitteln über längere Zeit durchaus möglich sind, wenn die im Abschnitt 3 genannten Maßnahmen sorgfältig durchgeführt werden.

4.2 Messungen an Stahlbetonpfählen

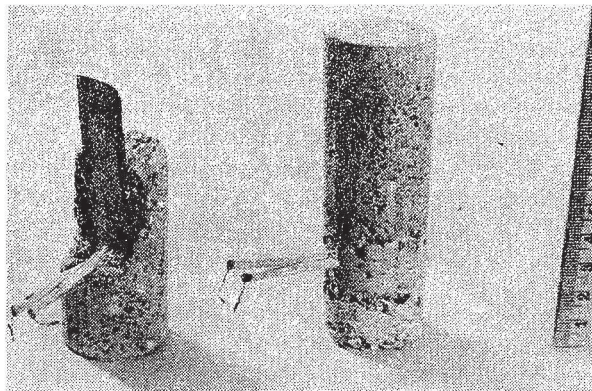
Es sollte untersucht werden, ob es möglich ist, mit Hilfe des Dehnungsmeßstreifen-Verfahrens an Stahlbetonpfählen den Einfluß des Rammvorganges und die Pfahlkräfte zu messen. Die Versuche konnten im Zusammenhang mit einer Proberammung an zwei Stahlbetonpfählen durchgeführt werden.

Im Betonwerk wurden bei der Herstellung der beiden Stahlbetonpfähle je 8 DMS-Meßelemente eingebaut, danach wurden die Pfähle zur Baustelle transportiert und gerammt. Die Maßelemente wurden in den oberen Teil der 13,5 m langen Pfählen in drei Abständen, max. bis zu 3,20 m bzw. 3,70 m vom oberen Pfahlende angeordnet. Sie wurden vor dem Betonieren mit Draht an die Bewehrung angedrückt und abgespannt. Verwendet wurden 3 verschiedene Arten von Maßelementen, deren Herstellung und Prüfung im Abschnitt 3.2.4 behandelt wurde.

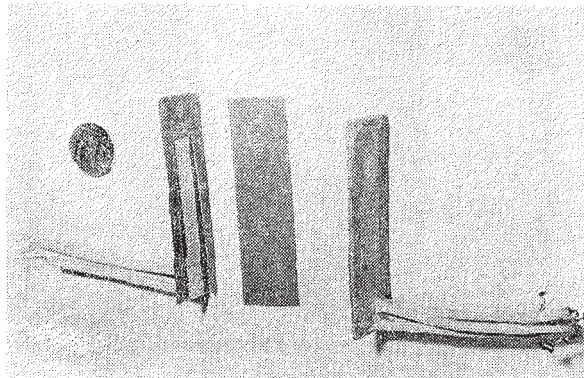
- Typ 1: Ein DMS zwischen zwei 4 mm dicken Vinidur-Plättchen mit Schutzüberzug aus Placryl (Bild 17)
- Typ 2: Ein DMS auf 0,5 mm dickem Vinidurträger mit Schutzüberzug aus Placryl in einem Betonkörper (Bild 14, 15)
- Typ 3: aktiver Meßstreifen auf 0,5 mm dickem Vinidurträger mit benachbartem spannungslosen Kompensationsstreifen und Schutzüberzug aus Placryl in einem Betonkörper (Bild 16, 18)



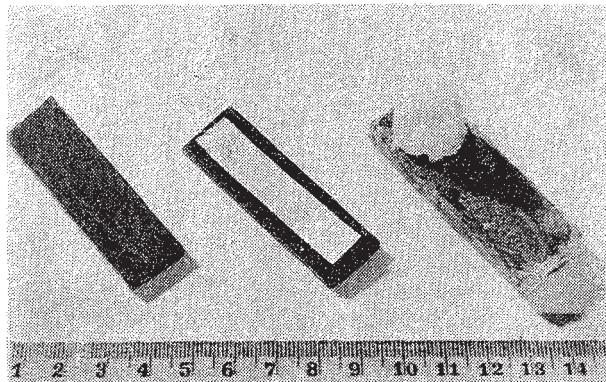
14• Dehnungsmeßstreifen, Isolierröhrchen, Meßstreifenträger



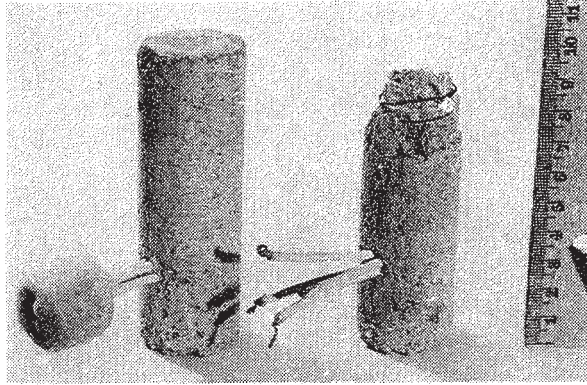
15 DMS auf Kunststoffträger in Betonumkleidung



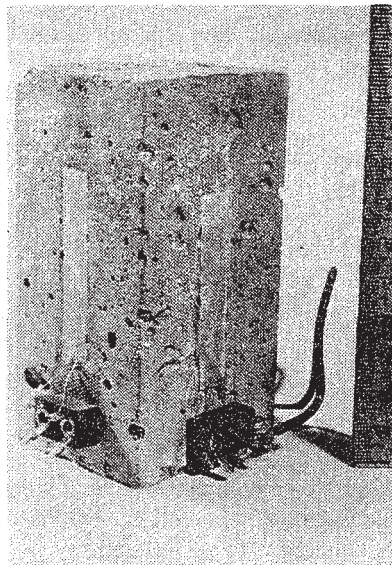
16 Aktiver DMS und Kompensations-DMS an einem Meßelement



17 DMS zwischen Kunststoffträgern. Anschlüsse Paraffin umhüllt

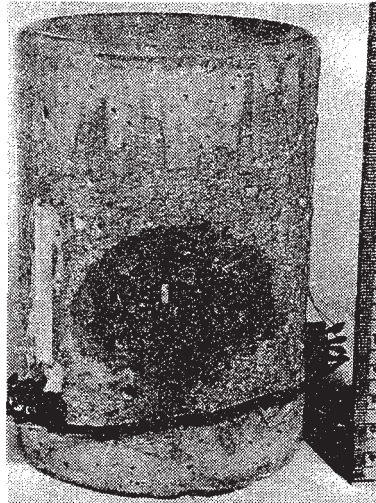


18 Schutzkörper aus Beton für aktiven- und Kompensations-DMS



19 Betonprobe mit aufgeklebtem DMS

Zur Erhöhung der Festigkeit erhielten alle Betonmeßelemente eine Spiralbewehrung aus 1 mm starkem Bindedraht, Bild 18. Zur Einschätzung des E-Moduls der Ramppfähle wurden aus dem frischen Pfahlbeton 5 Vergleichsproben als Meßelemente hergestellt, die in Bild 12 gezeigt werden (außerdem auch in Bild 18, 19, 20).



20 Betonprobe mit aufgeklebten DMS und eingelagertem Meßelement nach Bild 18

Die für diese Proben ermittelten E-Module streuten zwischen $2,9 \cdot 10^5$ und $4,2 \cdot 10^5$ kp/cm². Es wird angenommen, daß die Streuungen hauptsächlich mit den nicht genau zu ermittelnden Querschnitten der Proben zusammenhängen. Die Querschnittsverminderungen entstanden durch Abschleifen der Proben beim Aufsuchen der Anschlußdrähtchen und beim Ausschmelzen ihrer Paraffinhüllungen. Dadurch war es schwer möglich, aus den gemessenen Dehnungen die E-Module sicher anzugeben. Die bei diesen Proben ($F = 25$ cm² und 75 cm²) aufgetretenen Querschnittsschwächungen sind jedoch bei dem großen Querschnitt des Ramppfahles ($F = 1444$ cm²) von untergeordneter Bedeutung.

Etwa 8 Monate nach dem Einbau der Meßkörper wurden die Pfähle gerammt. Technische Angaben zur Rammung sind auf Bild 13 enthalten. Die Pfähle wurden 10,0 m tief eingerammt. Während des gesamten Rammvorganges konnte gemessen werden. Die statischen Deh-

nungsanzeigen wurden mit dem Dehnungsmeßgerät DG 2 aufgenommen (Bild 13), während für die rein dynamischen Vorgänge noch ein Oszillograph angeschlossen war. Die max. Stauchungsamplitude lag zwischen $0,25^{\circ}/\infty$ und $0,29^{\circ}/\infty$ bei 1,2 m Fallhöhe. Beim Aufsetzen des Rammhäres zu Beginn des Versuches stauchte sich der Pfahl um $\sim 0,005^{\circ}/\infty$. Während des Rammvorganges wurde eine vorübergehende Stauchung von $0,03^{\circ}/\infty$ gemessen. Nach der Rammarbeit bei 10,0 m Rammtiefe ergab sich gegenüber der Anfangsspannung ein Dehnungszuwachs von $0,02^{\circ}/\infty$. Bei den statischen Dehnungsanzeigen, Bild 13, zeigen 2 DMS (M_1 und M_2) Stauchungen und 2 weitere (M_3 und M_4) Dehnungen an. Die Ursache hierfür liegt vermutlich darin, daß der Pfahl nicht genau achsial gerammt wurde. Im übrigen konnten die Meßergebnisse für beide Probepfähle in Übereinstimmung gebracht werden.

Während des Versuches hat sich gezeigt, daß alle Meßelemente in den Pfählen ab 0,7 m unter dem Pfahlkopf einwandfrei arbeiten. Auch nach dem Rammvorgang befanden sie sich in einwandfreiem Zustand, so daß sie bei einer späteren Beanspruchung der Pfähle durch die Bauwerkslasten wieder verwendet werden können. Die näher als 0,7 m am Pfahlkopf befindlichen Meßelemente waren jedoch teilweise zerstört bzw. die Anschlußkabel waren abgerissen.

Durch diese Versuche wurde der Beweis erbracht, daß die von der FAS entwickelten DMS-Meßelemente auch bei starken Rammschüttungen funktionsfähig bleiben. Es können somit in jedem Falle an später unzugänglichen Pfählen Dehnungsmessungen durch Einbau von Meßelementen während der Pfahlherstellung vorgenommen werden.

In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, daß es unter den dargelegten Voraussetzungen durchaus möglich ist, die Dehnungen des Stahlbetonpfahles während und nach dem Rammvorgang mit hinreichender Genauigkeit zu messen. Es bleibt aber trotzdem noch schwierig, auf die wirklichen Spannungen zu schließen, weil der tatsächliche E-Modul des Betonpfahles schwer zu erfassen ist. Es wird empfohlen, nicht nur Vergleichsproben bei der Pfahlherstellung zu entnehmen - wie bei den geschilderten Versuchen der FAS - sondern auch bei Probelastungen von Rammpfählen der E-Modul zu bestimmen.

5. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit werden die meßtechnischen Probleme in der Praxis des Erd- und Grundbaues erörtert und der Versuch unternommen, das Dehnungsmeßstreifen-Verfahren diesen Anforderungen anzupassen. Mit der Entwicklung von DMS-Meßelementen für Bauwerksteile aus Beton, die gleichzeitig auch Temperaturkompensationen ermöglichen, mit einigen Erkenntnissen über die Durchführung und Auswertung von Langzeitversuchen bei Dauerbelastungen sowie mit Erkenntnissen aus der Durchführung von Messungen unter Wasser und an Stahlbetonpfählen werden Wege aufgezeigt, die es ermöglichen, das Dehnungsmeßstreifen-Verfahren unter bestimmten Voraussetzungen auch bei den Aufgaben des Erd- und Grundbaues erfolgreich einzusetzen.

Inhaltsverzeichnis der bisher erschienenen Hefte

<u>Heft 1</u> <u>1961</u>	ZSCHIESCHE, O.	Geschiebeversuche mit Korndurchmessern über 3 mm
	BLAU, E.	Neuzeitliche Meßverfahren zur laufenden Überwachung der Flußsohle
	GLAZIK, G.	Beitrag zur Frage der Standardisierung von Uferbefestigungen für Binnenwasserstraßen
	ROESCHMANN, F.	Geoelektrische Messungen an einem Lehmvorkommen
	OMANN, J.	Nachruf für Obering. Otto Zschiesche
<u>Heft 2</u> <u>1962</u>	BLAU, E.	Die Energieumwandlung von Tosbecken und in Druckleitungen
	GLAZIK, G.	Theoretische und modellmäßige Untersuchungen über die Wechselbeziehungen zwischen Seeschiff und Seekanal
<u>Heft 3</u> <u>1962</u>	MARTIN, H.	Beitrag zum Problem des Scherwiderstandes toniger Erdstoffe
<u>Heft 4</u> <u>1962</u>	OMANN, J.	Einiges über die Bedeutung und den Ablauf der 7. wissenschaftlichen Fachtagung der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau
	FUEHRER, M.	Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Wellen in Abhängigkeit vom Kanalprofil
	GLAZIK, G.	Theoretische und modellmäßige Untersuchungen über die Wechselbeziehungen zwischen Seeschiff und Seekanal
	JOHNSEN, R.	Unruhe im Hafen
	BLAU, E.	Der Einfluß der Strömung und des fahrenden Schiffes auf die Kanalsohle und Böschungen
	PLEHM, H.	Möglichkeiten der Mechanisierung beim Staudamm- und Kanalbau in der DDR
	SEIFFERT, H.	Einige Erkenntnisse aus der technisch-wissenschaftlichen Zusammenarbeit mit sowjetischen Instituten für Erd- und Grundbau
	BICZOK, I.	Wirtschaftliche Gründungen auf wenig tragfähigen Böden

Fortsetzung des Inhaltes des Heftes 4:

- | | | |
|----------------|------------------|--|
| | HEIDRICH, W. | Die Baugrunduntersuchung für dynamisch angeregte Fundamente auf rolligem Untergrund |
| Heft 5
1962 | BLAU, E. | Abfluß in zusammengesetzten Flußquerschnitten und in Krümmungen |
| | GLAZIK, G. | Querströmungen in Schleusenvorhöfen und Maßnahmen zu ihrer Beseitigung |
| Heft 6
1962 | JUST, H. | Zum Problem der Einrüttellempfindlichkeit rolliger Erdstoffe |
| | SCHÄFFNER, H.-J. | Umlagerung rolliger Erdstoffe durch Vibration |
| | HEIDRICH, W. | Die Bewegung eines Systems von zwei federnd gekoppelten und vertikal übereinanderliegenden Massen, von denen die untere mit kreisförmiger Grundfläche auf dem Boden liegt, bei vertikaler periodischer Erregung unter Berücksichtigung einer geschwindigkeits-proportionalen Dämpfung zwischen den beiden Massen |
| | HEIDRICH, W. | Die Messung der Geschwindigkeit elastischer Wellen in Betonfundamenten zur Überprüfung der Baugüte |
| | SCHÄFFNER, H.-J. | Verdichtungskontrolle eines Steinschütt-dammes mit verschiedenen Verfahren |
| | BORRMANN, H.-G. | Bemerkungen zum Übergangswiderstand bei geoelektrischen Messungen |
| | ROESCHMANN, F. | Versuche mit Stab- und Platten-Elektroden für geoelektrische Messungen |
| Heft 7
1963 | BLAU, E. | Der Abfluß und die hydraulische Energieumwandlung über einer parabelförmigen Wehrschwelle |
| | BLAU, E. | Der Einfluß der Einlaufbauwerke auf die Geschiebebewegung und auf die Schifffahrt |
| Heft 8
1963 | BLAU, E. | Die Messung größerer Abflüsse im wasserbaulichen Versuchswesen |
| | FUEHRER, M. | Der gegenwärtige Entwicklungsstand der Mikroflügel und ihr Einsatz im wasserbaulichen Versuchswesen sowie in der praktischen Hydrometrie |

Fortsetzung des Inhaltes des Heftes 8:

- | | | |
|-----------------|-----------------------------|---|
| | KRAUSE, H. | " Rilog"
Ein Gerät für die Messung kleinster Strömungsgeschwindigkeiten und ihrer Richtung bis in große Tiefen |
| Heft 9
1963 | BLAU, E.
MORGENSTERN, G. | Die Verbesserung des hydraulischen Wirkungsgrades von Diffusoren mit Rechteckprofil und großem Öffnungswinkel durch Einbau von Leitblechen oder von Kurzdifusoren |
| | STRAUBE, Ch. | Die Kalkbildung hinter unterströmten Wehren |
| Heft 10
1964 | BLAU, E.
KEBELMANN, G. | Modellversuche zur Verbesserung der Abflußverhältnisse in Krümmungsstrecken bei schießendem Abfluß
Verfahren zur Bemessung der Sammelkanäle von Hangüberfällen mit seitlicher Schußrinne |
| Heft 11
1964 | OMANN, J. | Einige Schwerpunkte der Arbeiten der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau auf dem Gebiete des wasserbaulichen - hydraulischen Modellversuchswesens sowie deren technisch-wissenschaftliche Bedeutung |
| | FUEHRER, M. | Der Einfluß der örtlichen Strömungsverhältnisse in der Umgebung von Schiffen auf die Wechselbeziehungen zwischen Schiff und Kanal |
| | GLAZIK, G. | Hydraulische Gesichtspunkte bei der Wahl von Uferbefestigungen für Binnenwasserstraßen |
| | RÖMISCH, K. | Beitrag zu Fragen des hydraulischen Verhaltens dammbalkenartiger Körper bei unterschiedlicher Eintauchtiefe |
| | MORGNER, J. | Schifffahrtsschleusen mit großen Fallhöhen |
| Heft 12
1964 | OMANN, J. | Kurze Darstellung über die Bedeutung der im Jahre 1962 bis 1964 durchgeführten Forschungsaufgaben der Abteilung Grundbau |
| | MARTIN, H. | Die Scherfestigkeit toniger Erdschichten bei schneller Belastung |

Fortsetzung des Inhaltes des Heftes 12:

- | | |
|------------------|---|
| SEIFFERT, H. | Beitrag zur Bestimmung der Sohldruckverteilung |
| LINDE, G. | Baugrunderkundung durch Drucksondierungen. Geräte, Ergebnisse und Auswertungen |
| WENDT, D. | Dichtemessungen an Erdstoffen mit Gammastrahlensonden im Erd- und Grundbau |
| HEIDRICH, W. | Die Berechnung der Vertikalamplituden elastischer Wellen in der Nähe einer kreisförmigen Schwingungsquelle im ideal elastischen Medium |
| PALLOKS, W. | Die Messung der Ausbreitung elastischer Wellen im Boden in der Umgebung einer sinusförmig arbeitenden Schwingungsquelle mit kreisförmiger Grundplatte |
| SCHÄFFNER, H.-J. | Ein Verfahren zur Berechnung dynamisch erzeugter Setzungen in Kornhaufwerken |

Heft 13
1964

- | | |
|------------------|--|
| HEIDRICH, W. | Einige Ergebnisse von Messungen der Bodenschwingungen bei Rüttelverdichtung |
| SCHÄFFNER, H.-J. | Zur Erfassung des Einflusses von Ungleichförmigkeitsgrad und Kornverteilungskennziffer auf die Lagerungsdichte von Kornhaufwerken |
| SCHÄFFNER, H.-J. | Zeitlicher Verlauf und Klassifizierung dynamischer Verdichtungsvorgänge im Hinblick auf bodenmechanische und baupraktische Probleme |
| SCHÄFFNER, H.-J. | Zur Problematik des Vergleichs statisch und dynamisch ermittelter Elastizitätsparameter körniger Materialien |
| JUST, H. | Die Deutung von Laufzeitkurven für drei Schichten bei einer langsamen Zwischenschicht |
| BORRMANN, H.-G. | Über eine trapezförmige Elektroden-Sonden-Anordnung |
| HEIDRICH, W. | Die Durchführung der Berechnung der Bewegungen eines Schwingwegmessers auf einem elastischen Halbraum bei Anregung durch ein harmonisches Wellenfeld |

- Heft 14 WENDT, D. Zulässige Belastung von Flachgründun-
1965 gen unter Berücksichtigung plastischer
und elastischer Verformungen des Unter-
grundes (Verdrückungstheorie)
- PLEHM, H. Ruhedruckversuche mit sandigen und kie-
sigen Erdstoffen
- BECHER, G. Der Einfluß des Kalkgehaltes von Erd-
stoffen auf ihre Wasserdurchlässigkeit
- Heft 15 SCHÄFFNER, H.-J. Abnahme des Böschungswinkels und Set-
1965 zungen von Kornhaufwerken bei dynami-
scher Anregung in Abhängigkeit von den
Korn- und Gefügeeigenschaften
- Heft 16 GLAZIK, G. Seebau und Seebauforschung in der Sow-
1966 jetunion
- JOHNSSEN, R. Einfluß der Wellenriffel auf die Sedi-
SCHINKE, H. mentbewegung
- Heft 17 GLAZIK, G. Modellversuche über den Querstapellauf
1967 POHL, H. teilausgerüsteter Hochseefischerei-
schiffe
- GLAZIK, G. Experimentelle Untersuchungen über die
BÜRGER, W. Absonderung von Phenol aus bituminösen
Uferbefestigungen